

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

# **ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS OBRAS DEL PLAN DE MANEJO HIDROSEDIMENTOLÓGICO Y AMBIENTAL DEL SISTEMA DEL CANAL DEL DIQUE**

**ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE DRENAJE DEL  
CORREGIMIENTO DE GAMBOTE  
CD.ID.113.HIDR.INF.04-001-1.DOCX**

**BOGOTA, OCTUBRE DE 2016**




	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE DRENAJE DEL CORREGIMIENTO DE GAMBOTE

**OCTUBRE DE 2016**

CONTROL DE REVISIONES		
REV	FECHA (dd-mm-aaaa)	DESCRIPCIÓN
A	24-06-2014	Emitido para revisión interdisciplinaria
B	01-07-2014	Emitido para comentarios Interventoría / Cliente
C	25-11-2014	Emitido para comentarios Interventoría / Cliente
C1	01-04-2015	Emitido para aprobación Interventoría / Cliente
0	30-06-2015	Documento Final
1	12-10-2016	Documento Final

CONTROL DE COPIAS	
1	

Elaboró: J.M. Polo Cargo: Especialista Hidráulico	Revisó: A. Díaz Cargo: Especialista de disciplina	Aprobó: Fortunato Carvajal Cargo: Director de Proyecto
Firma: 	Firma: 	Firma: 



## TABLA DE CONTENIDO

### **ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS OBRAS DEL PLAN DE MANEJO HIDROSEDIMENTOLÓGICO Y AMBIENTAL DEL SISTEMA DEL CANAL DEL DIQUE.....I**

### **ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE DRENAJE DEL CORREGIMIENTO DE GAMBOTE CD.ID.113.HIDR.INF.04-001-0.....I**

### **BOGOTA, JULIO DE 2015 .....I**

### **1 INTRODUCCIÓN ..... 1**

### **2 OBJETIVO PRINCIPAL DEL ESTUDIO Y LOCALIZACIÓN..... 2**

#### **2.1 Objeto del Estudio..... 2**

#### **2.2 Localización del Proyecto ..... 2**

### **3 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE.4**

### **4 METODOLOGÍA EMPLEADA Y ANÁLISIS. .... 7**

### **5 ALCANCE DE LOS ESTUDIOS ..... 9**

#### **5.1 Alcance Específico del Estudio Hidrológico ..... 9**

#### **5.2 Alcance Específico del Estudio Hidráulico ..... 9**

### **6 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS ..... 10**

#### **6.1 Análisis de la Precipitación en la zona de Estudio .....10**

##### **6.1.1 Introducción .....10**

##### **6.1.2 Precipitación Máxima Anual en 24 Horas .....10**

##### **6.1.3 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia. Metodología Regionalizada para Colombia .....14**

	<p style="text-align: center;"><b>PROYECTO:</b> <b>Restauración del Sistema del</b> <b>Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

6.2 LOCALIZACIÓN DE LOS PUNTOS BAJOS Y HOYAS HIDROGRÁFICAS EN EL SITIO DE INTERÉS .....	16
6.2.1 Criterios de Localización.....	17
6.3 CÁLCULO DE VOLÚMENES DE AGUA .....	17
6.3.1 Zonas de Inundación .....	18
6.4 CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS .....	23
6.4.1 Introducción .....	23
6.4.2 Coeficiente de Escorrentía .....	23
6.4.3 Tiempo de Concentración .....	25
6.4.4 Método Racional .....	26
6.4.5 Caudales Máximos Instantáneos .....	26
<b>7 ESTUDIOS HIDRÁULICOS .....</b>	<b>28</b>
7.1 INTRODUCCIÓN.....	28
7.2 HIDRÁULICA DE TUBERÍAS .....	28
7.2.1 Criterios de Diseño .....	28
7.2.2 Verificación hidráulica y diseño de obras proyectadas .....	29
7.3 ESTACIONES DE BOMBEO .....	35
7.3.1 Introducción .....	35
7.3.2 Localización de las Estaciones de Bombeo .....	35
7.3.3 Definición Capacidad de la Bomba .....	36



7.3.4	Cálculo NPSH Disponible para las Bombas .....	45
7.3.5	Diseño Cuentas Perimetrales .....	46
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>48</b>
<b>9</b>	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>51</b>

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura No. 1 - Estación Pluviométrica Rocha Frecuencias de Precipitación Máxima en 24 Horas .....	14
Figura No. 2 - Curvas IDF Estación Rocha .....	16
Figura No. 3 - Curvas de Capacidad. Análisis de Zonas de Inundación ...	20
Figura No. 4 - Perfil Hidráulico y Verificación Alcantarilla 0.90 m.....	33
Figura No. 5 - Hidrogramas de Creciente para la Zona 1 .....	41
Figura No. 6 - Hidrogramas de Creciente para la Zona 2.....	42
Figura No. 7- Hidrogramas de Creciente para la Zona 3.....	43
Figura No. 8 - Hidrogramas de Creciente para la Zona 4.....	44



## LISTA DE CUADROS

Cuadro No. 1 - Características de Localización Estaciones Hidroclimatológicas Cercana a la Zona del Proyecto .....	10
Cuadro No. 2 – Resultados de los Análisis Estadísticos .....	11
Cuadro No. 3 - Estación Pluviométrica Rocha Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas Anuales Históricas .....	12
Cuadro No. 4 - Estación Pluviométrica Rocha Frecuencias de Precipitación Máxima en 24 Horas .....	13
Cuadro No. 5 - Curvas IDF Estación Rocha.....	15
Cuadro No. 6 - Áreas de Drenaje y Cálculo de Volúmenes Producidos por la Precipitación de Diseño .....	18
Cuadro No. 7 - Curvas de Área Capacidad .....	19
Cuadro No. 8 – Niveles de Inundación para las Áreas en Estudio .....	22
Cuadro No. 9 - Valor de Coeficiente de Escorrentía C Ponderado.....	23
Cuadro No. 10 – Características Geométricas de las Hoyas Hidrográficas	25
Cuadro No. 11 – Cálculo de Caudales Máximos Instantáneos .....	27
Cuadro No. 12- Cálculo de Capacidad de la Alcantarilla para una Altura a la Entrada de 0.50 m .....	31
Cuadro No. 13 - Número de Alcantarillas Necesarias para evacuar el Caudal de Diseño.....	31
Cuadro No. 14 - Curvas de Masas De Aguaceros Puntuales Área de Influencia Estación Pluviográfica Rocha (Valores en mm) .....	37



Cuadro No. 15 - Incrementos de Lluvias Puntuales de los Hietogramas de Precipitación Área de Influencia Estación Pluviográfica Rocha (Valores en mm) ..... 37

Cuadro No. 16- Incrementos Arreglados de Lluvias Puntuales de los Hietogramas de Precipitación Área de Influencia Estación Pluviográfica Rocha (Valores en mm)..... 38

Cuadro No. 17 - Resumen Características de Bombeo ..... 45

## LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1 Información Hidroclimatológica - IDEAM

ANEXO 2 Análisis Hidrológico y probabilístico de la Precipitación Máxima en 24h

ANEXO 3 Curvas Intensidad Duracion Frecuencia IDF

ANEXO 4 Modelo HEC-HMS (en archivo magnético para abrir con el software HEC-HMS 4.0) - DIGITAL

ANEXO 5 Anexo técnico estaciones de bombeo

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## LISTA DE PLANOS

- CD.ID.113.HIDR.PL-04-009-1-1    Ubicación de las Hoyas hidrográficas y los sentidos de flujo
- CD.ID.113.HIDR.PL-04-010-1-2    Localización de las Zonas de alto riesgo por inundación para un Periodo de Retorno de 5 años
- CD.ID.113.HIDR.PL-04-011-2-2    Localización de las Zonas de alto riesgo por inundación para un Periodo de Retorno de 10 años
- CD.ID.113.HIDR.PL-04-011-1-1    Localización de las alcantarillas propuestas
- CD.ID.113.HIDR.PL-04-012-1-1    Localización de las estaciones de bombeo



	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## 1 INTRODUCCIÓN

A continuación se presenta el informe relacionado con la determinación de las obras de drenaje para la protección del corregimiento de Gambote contra inundaciones ante un aumento en el nivel de las ciénagas.

En el Capítulo No. 2 se presenta el objetivo principal del estudio, como también la localización general del proyecto.

En el Capítulo No. 3 se presentan la información usada para el presente estudio

En el Capítulo No. 4 se presentan la metodología empleada para el análisis y los cálculos realizados.

En el Capítulo No. 5 se presentan el alcance principal del estudio.

En el Capítulo No. 6 se presenta el estudio hidrológico realizado, que incluye la obtención de las áreas aferentes de los puntos bajos ubicados a lo largo de los diques de protección y la obtención de los respectivos caudales de escorrentía.

En el Capítulo No. 7 se hace el estudio hidráulico correspondiente a las obras de drenaje proyectadas en el sitio de obra. Se presentan el número y localización de obras requeridas

En el Capítulo No. 8 se presentan las áreas inundables, junto con los volúmenes dentro del poblado para analizar si se requiere o no de estaciones de bombeo y si es así, su localización más pertinente.

En el Capítulo No. 9 se presentan las conclusiones del informe.

Finalmente, en el Capítulo No. 10 se incluyen las referencias bibliográficas tomadas en cuenta para los análisis.

	<p style="text-align: center;"><b>PROYECTO:</b> <b>Restauración del Sistema del</b> <b>Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## **2 OBJETIVO PRINCIPAL DEL ESTUDIO Y LOCALIZACIÓN**

### **2.1 Objeto del Estudio**

Este estudio se encamina al diseño de un drenaje adecuado para la evacuación de las aguas lluvias que se puedan acumular dentro del centro poblado del corregimiento de Gambote debido al dique y al muro de protección proyectados.

Esto se realiza identificando los puntos bajos existentes y allí se ubican estructuras de paso del agua hacia el Canal del Dique a lo largo de los muros de protección y hacia la ciénaga a lo largo los diques proyectados. A su vez se deben tener en cuenta los casos en que los niveles del Canal del Dique y los de la ciénaga estén altos y el agua no pueda ser drenada por flujo libre, en estos casos se proyectarán estaciones de bombeo para evacuar las aguas y de esta manera evitar inundaciones.

### **2.2 Localización del Proyecto**

La localización general del sitio de proyecto se presenta en la Imagen No. 1 a continuación.

**Imagen No. 1 – Ubicación General (Extraído de Google Earth)**



El canal del Dique atraviesa la población separándola en dos (costado Sur y costado Norte del puente de Gambote), la ciénaga Cienaguita limita con la población de Gambote por el costado norte a unos 750 metros y la ciénaga Aguas Claras por el costado nor-oriental a unos 1200 metros aproximadamente, motivo por el cual se tiene proyectado un dique de protección contra inundaciones.

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

### 3 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE.

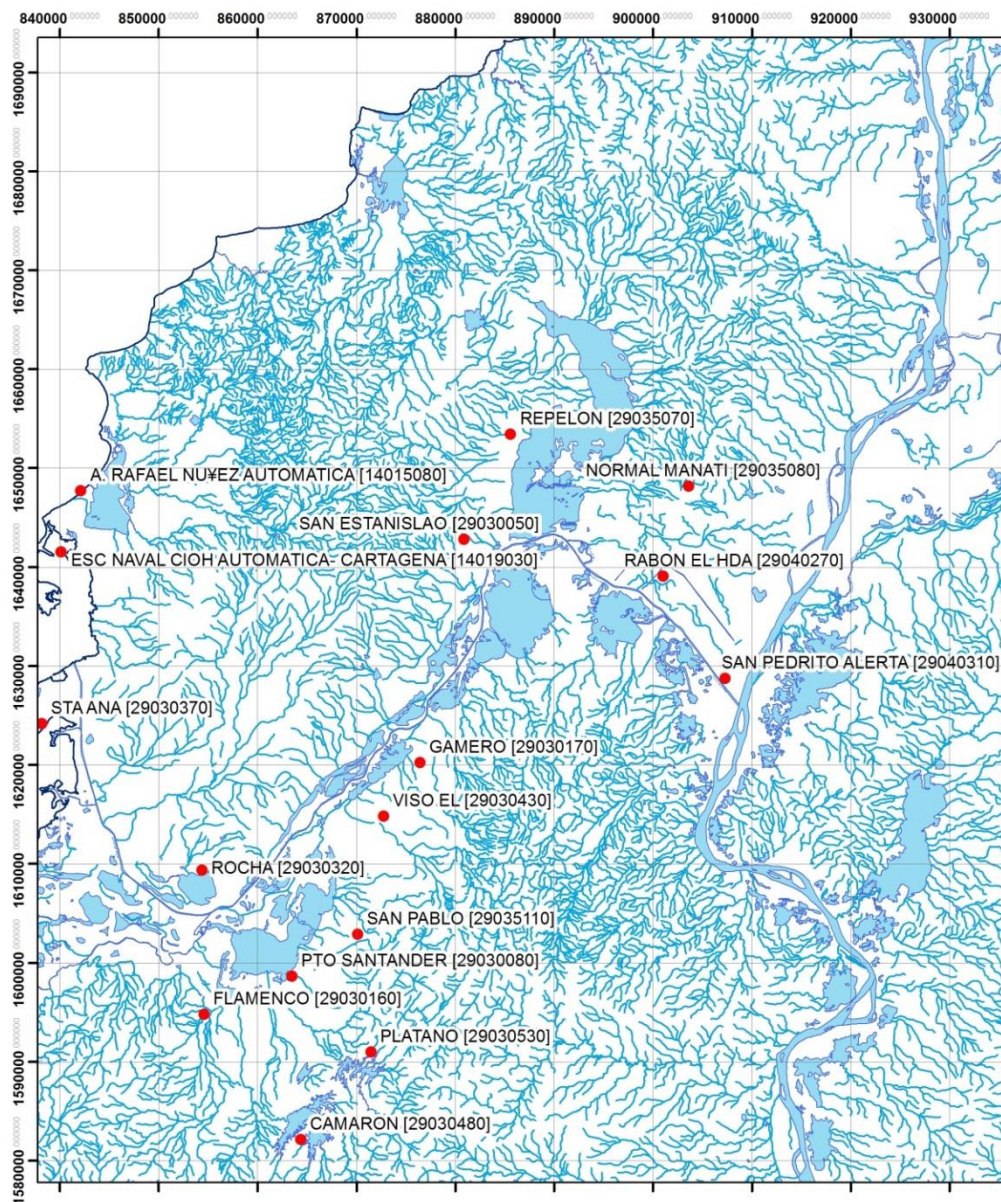
El estudio se realizó con información secundaria entregada a esta Consultoría en cuanto a la localización de los sitios de proyecto y obtenida del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM.

La información secundaria se obtuvo de los siguientes documentos:

- Imágenes satelitales del municipio.
- Topografía detallada de la zona (curvas de nivel).
- Valores de precipitación máxima en 24 horas de 15 estaciones, a saber: Pluviométrica "Santa Ana", Pluviométrica "Hacienda El Rabón", Pluviométrica "Gamero", Climatológica Principal "Normal Manatí", Pluviométrica "Rocha", Pluviométrica "San Estanislao", Climatológica Ordinaria "San Pablo", Sinóptica Principal "Aeropuerto Rafael Núñez", Pluviométrica "Camarón", Pluviométrica "El Viso", Pluviométrica "Flamenco", Pluviométrica "Plátano", Pluviométrica "Puerto Santander", Climatológica Principal "Repelón" y Pluviométrica "San Pedrito Alerta" operada por el IDEAM y localizada en el sitio de proyecto. En el Anexo No. 1, se presenta toda la serie histórica a nivel mensual multianual de las estaciones. En la Imagen No. 2 se presenta la ubicación de estas estaciones.



**Imagen No. 2 – Ubicación Estaciones Medidoras de Precipitación**



Tanto la información secundaria como la primaria se analizaron según los procedimientos estadísticos y matemáticos tales como el ajuste de

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

sus datos a diferentes distribuciones probabilísticas y la prueba del chi cuadrado.

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## 4 METODOLOGÍA EMPLEADA Y ANÁLISIS.

Los estudios hidrológicos se dirigieron a determinar los caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno de acuerdo a una tormenta de diseño que se estableció y del que más adelante se ampliará su desarrollo. A parte de los caudales se establecieron los volúmenes de inundación sucedidos por los diferentes eventos a analizar.

Sin embargo y a modo de explicación de la metodología desarrollada, se enuncia a continuación el proceso realizado. En primer lugar se tomaron las 15 estaciones listadas en el numeral 3 del presente informe. A cada una de ellas se le aplicaron varios análisis, de tal forma que mediante regresiones estadísticas, se estableció el nivel de precipitación en mm para distintos periodos de retorno, de tal forma que se observara qué regresión aplicada ofrece una mayor bondad de ajuste respecto a los datos de cada estación.

Así mismo, a cada estación se le aplicó la metodología de las curvas sintéticas regionalizadas para Colombia para obtener la respectiva curva de Intensidad – Duración - Frecuencia (Díaz-Granados & Vargas, 1998). Cabe resaltar que las 15 estaciones analizadas se encuentran localizadas en todo el área de influencia y no solo el municipio objeto de análisis en el presente informe, siendo el área de influencia aquellos municipios ubicados a lo largo del Dique y que corresponden a: Calamar, Higuereta, Gambote, Mahates, Evitar, Villa Rosa, San Cristóbal, San Estanislao, Santa Lucía y Soplaviento.

Una vez realizados el análisis estadístico de cada una de las estaciones, así como hechas sus respectivas curvas I-D-F, a criterio de esta Consultoría se decidió trabajar en las condiciones más conservadores posibles, de tal forma que se tomó para el resto del presente informe el mayor valor obtenido de precipitación máxima en 24 horas anual de entre las 15 estaciones y con éste obtener la tormenta de diseño para los diseños hidráulicos y que sea representativa de la zona de proyecto.

A partir de esta tormenta de diseño, se realizó el análisis de los caudales máximos instantáneos para cada hoyo delimitada previamente respecto a la topografía del terreno. Se aplicó el método racional debido a la

	<p style="text-align: center;"><b>PROYECTO:</b> <b>Restauración del Sistema del</b> <b>Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

dimensión de las extensiones de área que se tienen. Sin embargo, su justificación se desarrolla mejor adelante en el presente informe.

El análisis de la topografía del terreno de la zona de estudio, además de ser útil para la delimitación de las hoyas sirve esencialmente para hallar los puntos bajos del municipio que dan de cara al Dique, de tal forma que sean los puntos que requieren una observación especial, pues de ellos depende la localización y número de obras necesarias para drenar el agua, objetivo principal de este informe.

Finalmente, se realizó un análisis hidráulico de tal forma que se garantice que cada una de las obras proyectadas por esta Consultoría, operen de manera correcta y que en caso de un aumento en el nivel de las Ciénagas aledañas al sitio de proyecto, las alcantarillas proyectadas no vayan a permitir el flujo hacia el Municipio.



	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## **5 ALCANCE DE LOS ESTUDIOS**

### **5.1 Alcance Específico del Estudio Hidrológico**

Cuantificar el hidrograma y los caudales máximos instantáneos que fluyen hacia los puntos bajos del terreno identificado a lo largo del dique de protección, por medio del método racional para hallar el caudal a evacuar por las alcantarillas o Box Culvert que se proyecten.

Cuantificar los volúmenes de inundación que se producen para una precipitación máxima en 24 horas con periodos de retorno de 5 y 10 años.

### **5.2 Alcance Específico del Estudio Hidráulico**

A partir de la localización de los puntos bajos y los caudales obtenidos en la hidrología, determinar el número de alcantarillas y/o el dimensionamiento de Box Culvert requerido y su la ubicación para evacuar los caudales producidos por las condiciones de diseños establecidas.

A su vez, se realiza un análisis de los niveles de la ciénaga respecto de los puntos anteriormente hallados, de tal forma que se garantice que las aguas de la ciénaga no van a fluir en sentido contrario a como está proyectado el sentido del flujo, que es desde el interior del municipio hacia afuera del Dique. Esto se hará mediante válvulas de chapaleta.

De esta manera, se debe hacer una localización general de los puntos que requerirían de bombeo para poder evacuar las aguas de los puntos bajos con el fin de evitar una inundación por las aguas apozadas como consecuencia del no flujo de agua hacia el exterior del Corregimiento en caso de que las válvulas chapaletas dispuestas se encuentren cerradas.



## 6 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

### 6.1 Análisis de la Precipitación en la zona de Estudio

#### 6.1.1 Introducción

Como ya se mencionó previamente, el sentido del flujo de la escorrentía fue determinada a partir de la topografía de terreno. En el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-009-1-1 se muestran las hoyas hidrográficas y las direcciones de flujo del agua producidas por el relieve del terreno.

#### 6.1.2 Precipitación Máxima Anual en 24 Horas

La tipología y características de las 15 estaciones analizadas se encuentran consignadas en el Cuadro No. 1.

**Cuadro No. 1 - Características de Localización Estaciones Hidroclimatológicas Cercana a la Zona del Proyecto**

CODIGO	TE	NOMBRE DE ESTACION	NOMBRE SUBCUENCA	DPTO.	NOMBRE MUNICIPIO	COORDENADAS GEODÉSICAS		ELEVACIÓN (msnm)
						Norte	Este	
29035110	CO	SAN PABLO	AY HONDO	BOLÍVAR	MARÍA LA BAJA	10.0459	-75.2620	20
29030430	PM	EL VISO	AY RAICERO	BOLÍVAR	MAHATÉS	10.1536	-75.2387	8
1401520	SP	APTO RAFAEL NÚÑEZ	MAR CARIBE	BOLÍVAR	CARTAGENA	10.4500	-75.5194	2
2903570	CP	REPELÓN	CGA. GUÁJARO	ATLÁNTICO	REPELÓN	10.5030	-75.1226	10
29030160	PM	FLAMENCO	AY. GRANDE FLAMENCO	BOLÍVAR	MARÍA LA BAJA	9.9719	-75.4037	12
29030370	PM	SANTA ANA	MAR CARIBE	BOLÍVAR	CARTAGENA	10.2369	-75.5545	1
29030480	PM	CAMARÓN	AY CAMARÓN	BOLÍVAR	CARMEN DE BOLÍVAR	9.8581	-75.3140	1
2903530	PM	PLÁTANO	AY PLÁTANO	BOLÍVAR	MARÍA LA BAJA	9.9383	-75.2495	60
29035080	CP	NORMAL MANATÍ	CGA. GUÁJARO	ATLÁNTICO	MANATÍ	10.4564	-74.9581	10
29030170	PM	GAMERO	CANAL DEL DIQUE	BOLÍVAR	MAHATES	10.2030	-75.2054	10
29030050	PM	SAN ESTANISLAO	CANAL DEL DIQUE	BOLÍVAR	SAN ESTANISLAO	10.4069	-75.1653	20
29040270	PM	RABÓN EL HDA	MAGDALENA	ATLÁNTICO	SANTA LUCÍA	10.3739	-74.9813	4
29030320	PM	ROCHA	CGA. DE JUAN GOM	BOLÍVAR	ARJONA	10.1036	-75.4059	5
29040310	PM	SAN PEDRITO	MAGDALENA	ATLÁNTICO	SUAN	10.2807	-74.9237	8
29030080	PM	PTO SANTANDER	AY PASO EN MEDIO	BOLÍVAR	MARÍA LA BAJA	10.0072	-75.3226	5

Nota: CP: Estación Climatológica Principal  
PM: Pluviométrica  
CO: Climatológica Ordinaria  
SP: Sinóptica Principal

Los datos históricos de precipitación máxima anual en 24 horas de las estaciones seleccionadas se analizaron estadísticamente y los resultados de esta variable hidrológica, relacionada a diferentes períodos de



retorno, se presentan en el los cuadros incluidos en el Anexo No. 2 (Monsalve, 1995).

Para realizar la elección de la estación con la cual se va a realizar la tormenta de diseño, esta consultoría realizó un análisis de la bondad de ajuste para cada regresión estadística hecha por estación. Este análisis se encuentra en el Cuadro No. 2.

En los estudios estadísticos, se siguió la metodología de V.T Chow (Chow, Applied Hydrology, 1988), en la que expresa que los análisis de frecuencias de variables hidrológicas pueden llevarse a cabo a través de ecuaciones del tipo:

$$X_T = X + S_K$$

En donde:

$X_T$  : es la magnitud del evento que tiene un período de retorno T.

X : es el valor medio de la muestra.

S : es la desviación típica de la muestra.

K: es el factor de frecuencia, dependiente de la ley de probabilidades que se seleccione.

**Cuadro No. 2 – Resultados de los Análisis Estadísticos**

ESTACIÓN	FUNCIÓN DE PROBABILIDAD CON MAYOR AJUSTE	PRECIPITACIÓN (mm)	
		PERIODO DE RETORNO (Años) 5	10
Rabón El Hda	EV3	96.8	106.7
Gamero	LOG-PEARSON	86.4	99.2
Normal Manatí	GUMBEL	102.5	116.2
Rocha	EV3	116.1	126.7
San Estanislao	GUMBEL	97.6	113.6
San Pablo	GUMBEL	106.2	119.1
Apto Rafael Núñez	LOG-PEARSON	146.0	169.4
Camarón	EV3	118.6	140.7
El Viso	LOG-PEARSON	86.4	99.2
Flamenco	GUMBEL	105.5	118.7
Plátano	LOG-PEARSON	108.1	134.0



ESTACIÓN	FUNCIÓN DE PROBABILIDAD CON MAYOR AJUSTE	PRECIPITACIÓN (mm)	
		PERIODO DE RETORNO (Años) 5	10
Pto. Santander	GUMBEL	108.2	123.9
Repelón	LOG-PEARSON	86.4	99.2
San Pedrito	EV3	91.0	105.4
Santa Ana	EV3	126.8	139.0
ESTACIÓN ESCOGIDA:		Rocha	

La estación escogida fue Rocha por ser la estación con los valores más altos para los periodos de retorno en este estudio más cercana a la zona de estudio a lo largo del Canal del Dique. A continuación, en el Cuadro No. 3 se presentan los valores anuales de precipitación máxima en 24 horas para dicha estación.

**Cuadro No. 3 - Estación Pluviométrica Rocha Precipitación Máxima Mensual en 24 Horas Anuales Históricas**

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)
1980	70.0
1981	65.0
1982	59.0
1983	119.0
1984	130.0
1985	79.0
1986	95.0
1987	63.5
1988	130.0
1989	82.9
1990	105.1
1991	73.8
1992	121.5
1993	64.8
1994	103.0
1995	90.0
1996	90.0
1997	100.0
1998	102.0
1999	5.9*
2000	120.0
2001	68.5
2002	79.0
2003	112.0
2004	119.0
2005	101.1
2006	85.5
2007	110.0
2008	81.8

	<b>PROYECTO:</b> <b>Restauración del Sistema del</b> <b>Canal del Dique</b>	
---	---	---

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)
2009	67.2
2010	108.3
2011	135.0
2012	139.0
Número de Datos	32
Media	95.94
Desviación Típica	23.44
Coefficiente de Asimetría	0.14

Nota: los valores con (\*) no fueron tenidos en cuenta por pertenecer a años incompletos y ser muy bajos.

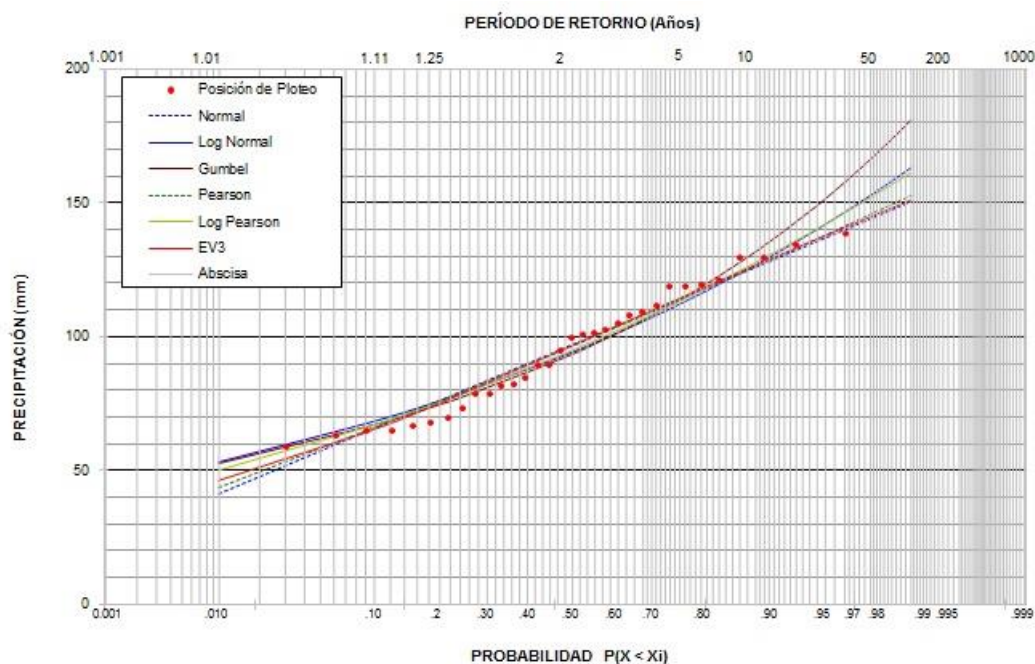
En el Cuadro No. 4 y en la

Figura No. 1 se puede observar el análisis de frecuencias para distintos periodos de retorno y diferentes ajustes probabilísticos en la estación Rocha.

**Cuadro No. 4 - Estación Pluviométrica Rocha Frecuencias de Precipitación Máxima en 24 Horas**

PERÍODO DE RETORNO Años	NORMAL (mm)	GUMBEL (mm)	DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA PEARSON (mm)	LOG- PEAR (mm)	LOG-NOR (mm)	EV3 (mm)
2	95.9	92.3	95.4	93.8	93.2	95.5
2.5	101.9	98.7	101.4	99.9	99.0	101.7
3.33	108.2	106.2	107.8	106.7	105.7	108.3
5	115.7	116.1	115.5	115.2	114.1	116.1
10	126.0	131.8	126.3	127.7	126.9	126.7
20	134.5	146.9	135.4	138.8	138.5	135.3
50	144.1	166.4	145.8	152.1	152.8	144.8
100	150.5	181.0	152.8	161.4	163.2	151.1
chi 2	5.91	7.04	5.38	4.98	6.53	4.32

**Figura No. 1 - Estación Pluviométrica Rocha Frecuencias de Precipitación Máxima en 24 Horas**



### 6.1.3 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia. Metodología Regionalizada para Colombia

Los datos históricos de precipitación máxima anual en 24 horas representativos para el sitio de proyecto se tomaron, como ya se indicó anteriormente a partir de las 15 estaciones analizadas, las cuales se presentan en el Anexo No. 1.

Se calcularon las curvas intensidad - duración - frecuencia con la metodología regionalizada sintética para Colombia, teniendo en cuenta la siguiente ecuación (Díaz-Granados & Vargas, 1998):



$$I = a ((T^b)/(t^c)) \times M^d$$

En donde:

I: Intensidad de precipitación, mm/h.

T: Periodo de retorno, años.

t: Duración de la lluvia, horas.

M: Promedio de la precipitación máxima anual en 24 horas, mm.

La zona de proyecto se encuentra en la Región 2, que corresponde a la región Caribe y cuyos parámetros a, b, c y d son iguales respectivamente a 24.85, 0.22, 0.50 y 0.10.

De esta manera, la ecuación anterior queda:

$$I = 24.85((T^{0.22})/(t^{0.50})) \times M^{0.10}$$

En el Anexo No. 3 se encuentran los cuadros y las figuras respectivas de la construcción de las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia.

Para el caso de la estación escogida para los diseños, se presenta a continuación en el Cuadro No. 5 el resultado de aplicar dicha ecuación para la obtención de las curvas.

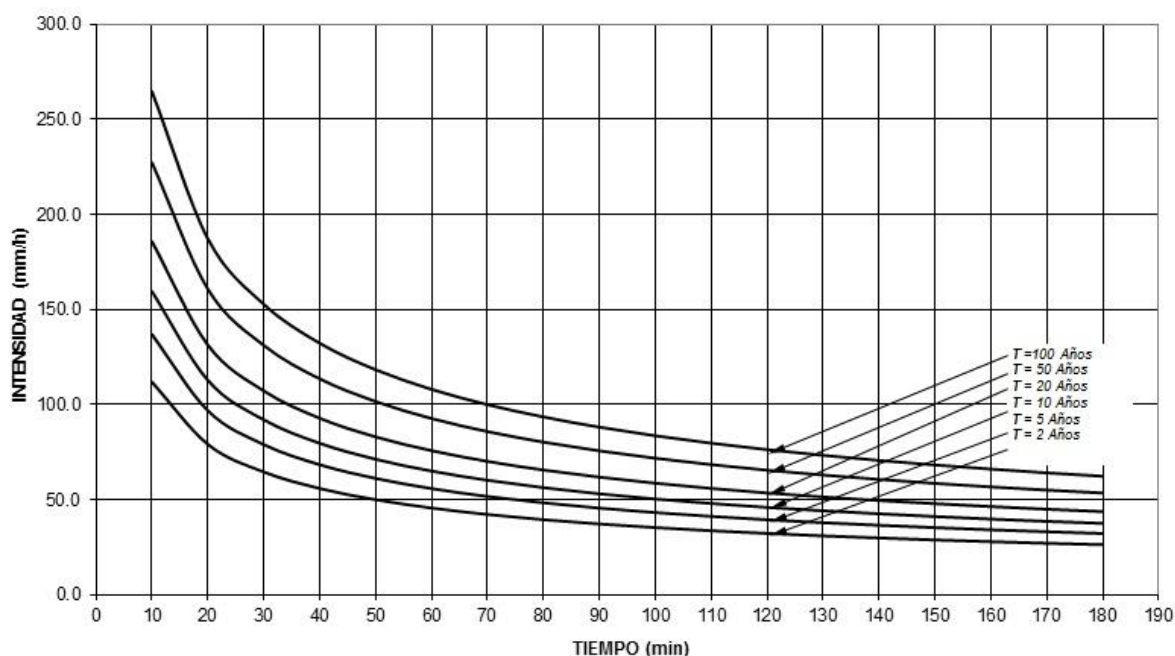
<b>Cuadro No. 5 - Curvas IDF Estación Rocha</b>						
TIEMPO (min)	PERÍODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
10	111.9	136.9	159.4	185.7	227.2	264.6
20	79.1	96.8	112.7	131.3	160.6	187.1
30	64.6	79.0	92.1	107.2	131.2	152.8
40	55.9	68.4	79.7	92.9	113.6	132.3
50	50.0	61.2	71.3	83.1	101.6	118.3
60	45.7	55.9	65.1	75.8	92.7	108.0
70	42.3	51.7	60.3	70.2	85.9	100.0

## PROYECTO: Restauración del Sistema del Canal del Dique

TIEMPO (min)	PERÍODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
80	39.6	48.4	56.4	65.7	80.3	93.6
90	37.3	45.6	53.1	61.9	75.7	88.2
100	35.4	43.3	50.4	58.7	71.8	83.7
110	33.7	41.3	48.1	56.0	68.5	79.8
120	32.3	39.5	46.0	53.6	65.6	76.4
130	31.0	38.0	44.2	51.5	63.0	73.4
140	29.9	36.6	42.6	49.6	60.7	70.7
150	28.9	35.3	41.2	47.9	58.7	68.3
160	28.0	34.2	39.9	46.4	56.8	66.2
170	27.1	33.2	38.7	45.0	55.1	64.2
180	26.4	32.3	37.6	43.8	53.5	62.4

La Figura No. 2, que presenta gráficamente los valores anteriormente calculados.

**Figura No. 2 - Curvas IDF Estación Rocha**



## 6.2 LOCALIZACIÓN DE LOS PUNTOS BAJOS Y HOYAS HIDROGRÁFICAS EN EL SITIO DE INTERÉS





La localización general del proyecto corresponde al corregimiento de Gambote que se encuentra dentro de la zona de influencia directa del Canal del Dique.

### 6.2.1 Criterios de Localización

Para determinar la localización de las hoyas hidrográficas utilizadas en el presente informe, en primer lugar se realizó un análisis de la topografía del terreno, de tal forma que se determinaron los puntos bajos aledaños a la zona del Dique y con ellos el sentido del flujo que discurre hacia ellos, ya que son los sitios de interés fundamental para el desarrollo de aquí en adelante del objetivo principal.

Las hoyas hidrográficas identificadas a partir de los puntos bajos se muestran en el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-009-1-1, así como el sentido del flujo que argumenta el trazo de la línea divisoria de aguas y por ende, la necesidad de implantar una obra de drenaje en esos puntos. En el Cuadro No. 6 se presentan las áreas aferentes a cada una de las hoyas hidrográficas.

Para el caso específico del dique norte, debido a que este coincide con la divisoria topográfica no requiere el la implantación de obras de drenaje, por consiguiente ni el trazado ni las cálculos posteriores se realizaron.

### 6.3 CÁLCULO DE VOLÚMENES DE AGUA

Una vez escogida la estación Rocha y sus datos como la guía para los cálculos pertinentes dentro de este informe, se hizo un análisis de la precipitación que consiste en lo siguiente: tal y como se tiene proyectado, se van a disponer varios puntos con alcantarillas para drenar el agua del municipio hacia el exterior del dique de protección.

Sin embargo, como estas aguas van a ir en dirección del sistema cenagoso adjunto a las poblaciones, existe la posibilidad de que eventualmente ante un aguacero en la región, el nivel de la ciénaga ascienda, por lo que van a entrar a operar las válvulas chapaleta de las alcantarillas con el fin de que no entre el agua de las ciénagas al



municipio, pero con la condición también de que las aguas internas al Municipio no van a poder ser evacuadas hasta que la válvula lo permita nuevamente.

Esto significa que se va a estar reteniendo un volumen de agua hasta que esto ocurra. Para ello, se supuso la condición de precipitación máxima en 24 horas para periodos de retorno de 5 y 10 años mostrada en el Cuadro No. 2 y con una condición en la que el suelo se encuentra a capacidad de campo, por lo cual todo lo que se precipita se convierte en escorrentía superficial. La intensidad de la estación Rocha es de 116.1 mm/día y 126.7 mm/día respectivamente a 5 años y 10 años de periodo de retorno.

Los volúmenes calculados para dichas áreas se listan a continuación en el Cuadro No. 6.

**Cuadro No. 6 - Áreas de Drenaje y Cálculo de Volúmenes Producidos por la Precipitación de Diseño**

ÁREA DE DRENAJE No.	ÁREA DE DRENAJE (m <sup>2</sup> )	PRECIPITACIÓN (mm)		VOLUMEN (m <sup>3</sup> )	
		T = 5 años	T = 10 años	T = 5 años	T = 10 años
A-1	10040	116.1	126.7	931	1180
A-2	5245	116.1	126.7	677	739
A-3	2169	116.1	126.7	234	255
A-4	5089	116.1	126.7	452	493
A-5	1933	116.1	126.7	112	122
A-6	36272	116.1	126.7	4003	4369
A-7	10734	116.1	126.7	666	727
A-8	20819	116.1	126.7	1850	2018
A-9	1304	116.1	126.7	151	165
A-10	9857	116.1	126.7	1152	1269

### 6.3.1 Zonas de Inundación

A continuación se presentan los análisis realizados en la zona de proyecto para determinar los distintos niveles al que asciende el área que cubre cada hoyo en caso de que las válvulas chapaletas estén cerradas.

### 6.3.1.1 Curvas de Capacidad

Para poder determinar el nivel al que asciende el área que cubre la inundación en caso de que la válvula chapaleta no permita la salida de agua, se requiere la construcción de una curva de capacidad para cada una de las hojas hidrográficas analizadas, de tal forma que se sepa con certeza el volumen de agua retenido respecto a la cota a la que se encuentre la superficie de la lámina de agua.

Para ello, se calculan las curvas Área-Capacidad. En el Cuadro No. 7 se observa la memoria de cálculo para las hojas identificadas en la zona de proyecto.

**Cuadro No. 7 - Curvas de Área Capacidad**

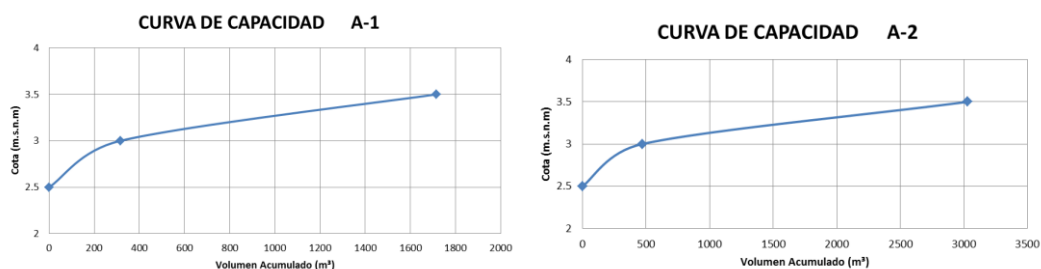
ÁREA DE DRENAJE No.	COTA (m.s.n.m)	ÁREA DE DRENAJE (m <sup>2</sup> )	VOLUMEN (m <sup>3</sup> )	VOLUMEN ACUMULADO (m <sup>3</sup> )
A-1	2.5	0.00		0.0
	3.0	1262.06	315.5	315.5
	3.5	4333.52	1398.9	1714.4
A-2	2.5	1789.30		0.0
	3.0	2522.07	1077.8	1077.8
	3.5	5290.62	1953.2	3031.0
A-3	2.5	884.24		0.0
	3.0	991.25	468.9	468.9
	3.5	1945.95	734.3	1203.2
A-4	2.5	271.71		0.0
	3.0	372.71	161.1	161.1
	3.5	3830.98	1050.9	1212.0
A-5	2.5	100.79		0.0
	3.0	161.28	65.5	65.5
	3.5	909.26	267.6	333.2
A-6	2.5	446.84		0.0
	3.0	905.87	338.2	338.2
	3.5	14007.63	3728.4	4066.6

## PROYECTO: Restauración del Sistema del Canal del Dique

ÁREA DE DRENAJE No.	COTA (m.s.n.m)	ÁREA DE DRENAJE (m <sup>2</sup> )	VOLUMEN (m <sup>3</sup> )	VOLUMEN ACUMULADO (m <sup>3</sup> )
			9882.3	
	4.0	25521.70		13948.9
	2.5	779.32		0.0
A-7	3.0	1799.83	644.8	644.8
			1630.3	
	3.5	4721.45		2275.1
	2.5	8980.12		0.0
A-8	3.0	10184.33	4791.1	4791.1
			5605.3	
	3.5	12237.06		10396.5
	3.0	433.96		0.0
A-9	3.5	625.73	264.9	264.9
			419.9	
	4.0	1053.93		684.8
	3.0	1150.92		0.0
A-10	3.5	2134.96	821.5	821.5
			1858.1	
	4.0	5297.35		2679.5
			2592.0	
	4.5	5070.83		5271.6

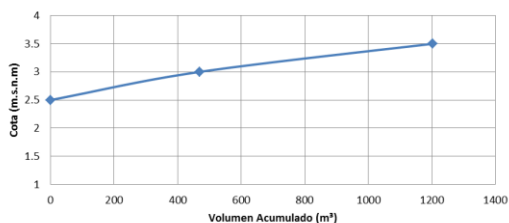
En la Figura No. 3 se presentan las curvas de capacidad obtenidas del anterior análisis.

**Figura No. 3 - Curvas de Capacidad. Análisis de Zonas de Inundación**

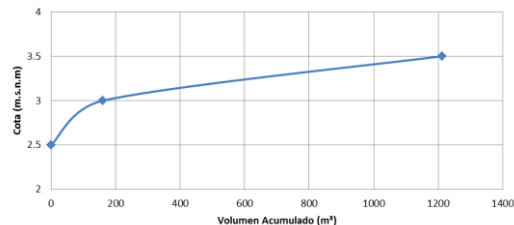


# PROYECTO: Restauración del Sistema del Canal del Dique

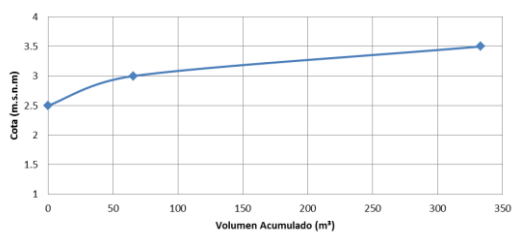
CURVA DE CAPACIDAD A-3



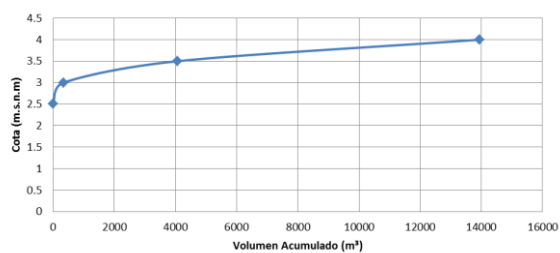
CURVA DE CAPACIDAD A-4



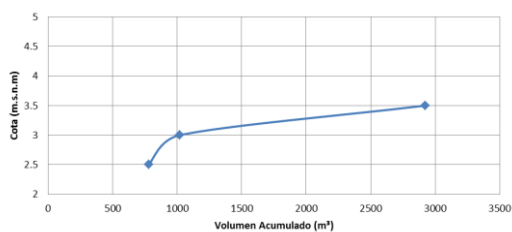
CURVA DE CAPACIDAD A-5



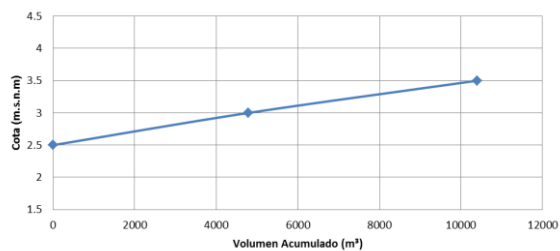
CURVA DE CAPACIDAD A-6



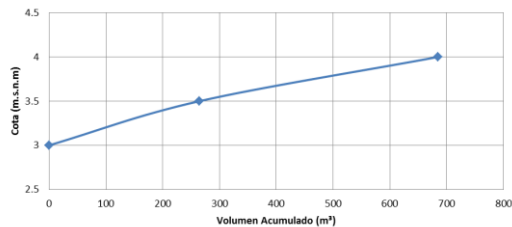
CURVA DE CAPACIDAD A-7



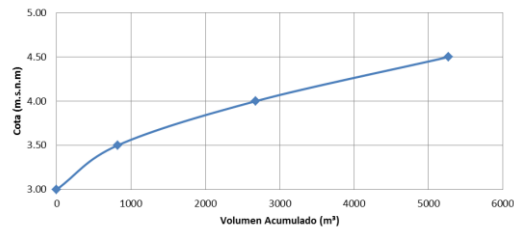
CURVA DE CAPACIDAD A-8



CURVA DE CAPACIDAD A-9



CURVA DE CAPACIDAD A-10



Una vez se obtiene la curva de capacidad para cada una de las hoyas identificadas, se procede a hallar los niveles a los que se almacenaría el volumen de agua producido durante el episodio de lluvia en estudio. Como resultado de esto se obtiene el Cuadro No. 8 en el que se presenta el volumen producido para el periodo de retorno de 5 y 10 años y los niveles que alcanza este volumen.

**Cuadro No. 8 – Niveles de Inundación para las Áreas en Estudio**

ÁREA DE DRENAJE No.	VOLUMEN (m <sup>3</sup> )		NIVEL DE AGUA EN LA ZONA AFERENTE (m.s.n.m)	
	T = 5 años	T = 10 años	T = 5 años	T = 10 años
A-1	931	1180	3.21	3.26
A-2	677	739	2.78	2.80
A-3	234	255	2.74	2.75
A-4	452	493	3.00	3.02
A-5	112	122	2.94	2.97
A-6	4003	4369	3.20	3.23
A-7	666	727	2.87	2.90
A-8	1850	2018	2.69	2.71
A-9	151	165	3.26	3.28
A-10	1152	1269	3.59	3.62

Para conocer la afectación a la población se procede a trazar la curva que dibuja la lámina de agua para las cotas analizadas. Este análisis se realiza contrastando la lámina de agua con las imágenes satelitales entregadas a esta Consultoría, de tal forma que mediante una inspección visual se logren identificar los puntos críticos de la zona de inundación y de esta manera identificarlos y proponer medidas de control para evitar un evento de inundación. En el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-010-1-2 y CD.ID.113.HIDR.PL-04-010-2-2 se pueden observar las zonas inundables por almacenamiento de agua para los periodos de retorno de 5 y 10 años respectivamente.

Al observar el resultado del análisis se observa que las zonas de análisis se presenta afectación a predios, vías, entre otra clase de infraestructura. Por este motivo se hace indispensable el colocar estaciones de bombeo que evacuen el agua.



## 6.4 CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS

### 6.4.1 Introducción

En esta sección se presenta la metodología usada para el cálculo de Caudales Máximos instantáneos.

### 6.4.2 Coeficiente de Escorrentía

El coeficiente de Escorrentía  $C$  depende del tipo o tipos de superficies que se presenten en la cuenca de drenaje y se debe realizar un promedio ponderado con los valores consignados en la obra de Chow (Chow, 1959).

Debido a que en el área de drenaje se encuentran diferentes tipos de superficies, en el Cuadro No. 9 se consigna cada área con su respectivo porcentaje de área para cada tipo de cobertura, su coeficiente de escorrentía y el ponderado resultante para cada hoyo.

**Cuadro No. 9 - Valor de Coeficiente de Escorrentía  $C$  Ponderado**

ÁREA	USO DE SUELO	TIPO DE SUELO	CONDICIÓN DE HUMEDAD	$C$	PORCENTAJE DE INFLUENCIA (%)
A-1	Techos en áreas urbanas	N/A	Normal	0.50	50
	Areas no desarrolladas con poca pendiente	C	Normal	0.22	50
				<b>PONDERADO</b>	<b>0.36</b>
A-2	Techos en áreas urbanas	N/A	Normal	0.50	30
	Areas no desarrolladas con poca pendiente	C	Normal	0.22	70
				<b>PONDERADO</b>	<b>0.30</b>
A-3	Techos en áreas urbanas	N/A	Normal	0.50	40
	Areas no desarrolladas con poca pendiente	C	Normal	0.22	60

	<b>PROYECTO:</b> <b>Restauración del Sistema del</b> <b>Canal del Dique</b>	
---	---	---

ÁREA	USO DE SUELO	TIPO DE SUELO	CONDICIÓN DE HUMEDAD	C	PORCENTAJE DE INFLUENCIA (%)
				PONDERADO	0.33
A-4	Techos en áreas urbanas	N/A	Normal	0.50	60
	Areas no desarrolladas con poca pendiente	C	Normal	0.22	40
				PONDERADO	0.39
A-5	Techos en áreas urbanas	N/A	Normal	0.50	60
	Areas no desarrolladas con poca pendiente	C	Normal	0.22	40
				PONDERADO	0.39
A-6	Techos en áreas urbanas	N/A	Normal	0.50	70
	Areas no desarrolladas con poca pendiente	C	Normal	0.22	30
				PONDERADO	0.42
A-7	Techos en áreas urbanas	N/A	Normal	0.50	30
	Areas no desarrolladas con poca pendiente	C	Normal	0.22	70
				PONDERADO	0.30
A-8	Techos en áreas urbanas	N/A	Normal	0.50	40
	Areas no desarrolladas con poca pendiente	C	Normal	0.22	60
				PONDERADO	0.33
A-9	Techos en áreas urbanas	N/A	Normal	0.50	30
	Areas no desarrolladas con poca pendiente	C	Normal	0.22	70
				PONDERADO	0.30
A-10	Techos en áreas urbanas	N/A	Normal	0.50	60
	Areas no desarrolladas con poca pendiente	C	Normal	0.22	40
				PONDERADO	0.39



### 6.4.3 Tiempo de Concentración

Para hoyas hidrográficas pequeñas sin una corriente de agua bien definida se utiliza la expresión de Kirpich para determinar el tiempo de concentración. Éste tiempo se define como aquel necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la hoya hidrográfica contribuya en la captación del agua de escorrentía. Sólo se usarán los valores calculados que sean mayores a 15 minutos, dejando así tiempos de concentración iguales a 15 minutos para aquellos valores menores, esto se toma de acuerdo a las recomendaciones de (Instituto Nacional de Vías, INVIAS, 2009).

La expresión para el cálculo del tiempo de concentración según Kirpich es de la siguiente forma:

$$T_c = 0.06628 * (L/S^{0.5})^{0.77}$$

En la cual:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración, hr.

L: Longitud del cauce principal, km.

S: Pendiente entre las elevaciones máxima y mínima del cauce principal, m/m.

En el Cuadro No. 10 se presentan los tiempos de concentración calculados y utilizados para cada una de las hoyas identificadas:

**Cuadro No. 10 – Características Geométricas de las Hoyas Hidrográficas**

HOYA No.	ÁREA CUENCA (km <sup>2</sup> )	LONGITUD DEL CAUCE (m)	LONGITUD DEL CAUCE (km)	H (m)	PENDIENTE DEL CAUCE S (m/m)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN KIRPICH (minutos)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN ESCOGIDO (minutos)
1	0.010	174	0.17	1.5	0.0086	6.45	15
2	0.005	168	0.17	1.0	0.0060	7.24	15
3	0.002	65	0.07	1.0	0.0154	2.42	15
4	0.005	101	0.10	1.0	0.0099	4.00	15
5	0.002	38	0.04	0.5	0.0130	1.72	15
6	0.036	406	0.41	2.5	0.0062	14.11	15
7	0.011	101	0.10	4.5	0.0444	2.26	15



HOYA	ÁREA	LONGITUD	LONGITUD	H	PENDIENTE	TIEMPO DE	TIEMPO DE
8	0.020	255	0.26	3.0	0.0118	7.68	15
9	0.001	46	0.05	1.5	0.0326	1.39	15
10	0.010	95	0.10	2.0	0.0210	2.89	15

#### 6.4.4 Método Racional

Para las hoyas hidrográficas menores, que son las que se consideran como aquellas cuencas que poseen un área de drenaje inferior o inclusive igual a 3.0 km<sup>2</sup> (300 Ha) se emplea el método Racional.

La expresión para el cálculo de los caudales obtenidos mediante la escorrentía es de la siguiente forma:

$$Q = 2.78*(C*i*A)$$

En la cual:

Q: Caudal pico de aguas lluvias, l/s.

C: Coeficiente de escorrentía, valor adimensional

i: Intensidad de precipitación, mm/h.

A: Área tributaria, Ha.

#### 6.4.5 Caudales Máximos Instantáneos

Se determinaron los caudales máximos o pico de aguas lluvias de las hoyas determinadas en el sitio de interés para un periodo de retorno equivalente a 10 años, que es el máximo dentro de los considerados de interés, de tal forma que el dimensionamiento de las estructuras de drenaje opere para aquel periodo y un tiempo de tormenta de 15 minutos como se había mencionado anteriormente. En el Cuadro No. 11 se presentan los caudales máximos instantáneos para cada una de las hoyas identificadas.



**Cuadro No. 11 – Cálculo de Caudales Máximos Instantáneos**

ÁREA DE DRENAJE No.	ÁREA DE DRENAJE (m <sup>2</sup> )	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (minutos)	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN (mm/h)	FACTOR DE LLUVIA ESPACIAL	CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO (l/s)
A-1	10040	15.00	0.30	130.2	1	109.02
A-2	5245	15.00	0.39	130.2	1	74.04
A-3	2169	15.00	0.44	130.2	1	34.54
A-4	5089	15.00	0.28	130.2	1	51.58
A-5	1933	15.00	0.22	130.2	1	15.39
A-6	36272	15.00	0.42	130.2	1	551.41
A-7	10734	15.00	0.47	130.2	1	182.61
A-8	20819	15.00	0.33	130.2	1	248.67
A-9	1304	15.00	0.47	130.2	1	22.18
A-10	9857	15.00	0.39	130.2	1	139.14

Debido a que la metodología utilizada para hallar los caudales fue el método racional, el cual es un método conservador y que se encuentra del lado de la seguridad los valores obtenidos se consideran adecuados para la corriente en estudio.

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## **7 ESTUDIOS HIDRÁULICOS**

### **7.1 INTRODUCCIÓN**

A continuación se presenta la teoría de la hidráulica de tuberías y con la cual se realizó el cálculo del número de alcantarillas requeridas en cada hoyo identificada para su correcto drenaje de acuerdo a los caudales determinados en el capítulo de hidrología.

### **7.2 HIDRÁULICA DE TUBERÍAS**

#### **7.2.1 Criterios de Diseño**

Para el cálculo de las estructuras de drenaje se ha utilizado la fórmula de Manning para flujo uniforme (Chow, Open Channel Hydraulics , 1959), tomándose un coeficiente de rugosidad de Manning igual a 0.014, correspondiente a tuberías en concreto con interior rugoso.

Se define un periodo de retorno de 10 años como el periodo de retorno de diseño, debido a que, en el caso de las alcantarillas estas pertenecen a drenajes urbanos con áreas entre 1 ha y 60 ha. Esto corresponde a las recomendaciones de la norma NS-085 de la empresa de Acueducto de Alcantarillado de Bogotá para la determinación del periodo de retorno para estos casos; por lo anterior este periodo de retorno se considera adecuado. A parte de esto, estas alcantarillas se están diseñando con una capacidad muy superior a la que realmente tienen con el fin de no permitir el aumento de los niveles de agua y que no se generen inundaciones en las poblaciones, con lo cual este periodo de retorno se halla apropiado para este tipo de estructuras.

En el caso de las estaciones de bombeo, se plantea un periodo de retorno de 10 años debido a que estas estaciones solo deberían emplearse en el caso de que las válvulas de chapaleta impidan el drenaje de la zona, y esto solo sucede en caso de que los niveles del Canal del Dique o las ciénagas estén en condiciones extremas. Este tipo de condiciones solo se presentarían en el caso en que se dieran episodios iguales o superiores a los ocurridos en el periodo invernal de

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

La Niña 2010-2011, y en las condiciones actuales del Canal del Dique (es decir antes de que realice la readecuación de este lo cual es objeto de este contrato). A partir de lo anterior, y debido a que las obras del Canal del Dique deberían estar listas en menos de 5 años se considera adecuado el periodo de retorno de 10 años, para no caer en un sobredimensionamiento de las mismas y teniendo en cuenta que muy posiblemente no lleguen a ser utilizadas.

Se realizó una verificación hidráulica para cada una de las hoyas y sus respectivos caudales de diseño para un periodo de retorno de 10 años, periodo máximo dentro de los considerados de interés en este proyecto. Por consiguiente, se determinó el número de tuberías en concreto de 0.90 m de diámetro requeridas para evacuar el caudal respectivo. Su localización se hizo en los puntos más bajos de cada hoya con el fin de que las obras capten absolutamente toda la esorrentía que se produzca y se drene hacia el exterior.

La implantación de las obras se realizó de manera esquemática y se presentan en el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-011-1-1.

### **7.2.2 Verificación hidráulica y diseño de obras proyectadas**

En primera instancia se realiza la verificación hidráulica de las obras proyectadas, con el fin de determinar si las secciones de las obras van a ser capaces de transportar los caudales de diseño proyectados para cada una de las tuberías.

Tanto la verificación hidráulica, como el diseño de las obras propuestas siguen el mismo lineamiento de garantizar un control de flujo crítico en la entrada de la alcantarilla y flujo libre gradualmente variado hacia aguas abajo. Para garantizar que en las alcantarillas se presente el tipo de flujo descrito, se deben cumplir con las siguientes condiciones:

$$\frac{H}{D} < 1.2$$

	<b>PROYECTO:</b> <b>Restauración del Sistema del</b> <b>Canal del Dique</b>	
---	---	---

$$T_w < D$$

$$\frac{T_w}{Y_c} < 1$$

$$S_o > S_c$$

Dónde:

$S_o$ : Pendiente de la alcantarilla, valor adimensional.

$S_c$ : Pendiente crítica de la alcantarilla, valor adimensional.

$T_w$ : Lámina de agua, aguas abajo de la alcantarilla, m.

$D$ : Diámetro de la alcantarilla, m.

$H$ : Lámina de agua inmediatamente aguas arriba de la alcantarilla, m

$Y_c$ : Profundidad de la lámina crítica en la alcantarilla, m.

Para asegurar este tipo de flujo se proyecta una alcantarilla con una pendiente mínima del 1%.

De esta manera para comprobar la primera condición y utilizando las relaciones hidráulicas de acuerdo con (Chow, Open Channel Hydraulics , 1959), teóricamente se halla la siguiente ecuación:

$$H = Y_c + \alpha(V_c^2/2g) + K_e \alpha(V_c^2/2g)$$

En donde:

$H$ : Profundidad de la lámina de agua antes de entrar a la estructura, en m.

$Y_c$ : Profundidad crítica del agua para el caudal de diseño  $Q$ , en m. El caudal  $Q$  se expresa en  $m^3/s$ .

$V_c$ : Velocidad promedio del agua a la profundidad crítica, en m/s.



$K_e$ : Coeficiente de pérdida de energía a la entrada de la estructura. Se definió igual a 0.5 para una entrada abrupta.

$\alpha$ : Coeficiente de Coriolis. Se ha supuesto este coeficiente igual a la unidad.

$g$ : Aceleración de la gravedad, igual a  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

Para la tubería circular de 36" (0.90 m) de diámetro  $d_0$ , si se tiene una lámina de agua crítica a la entrada de la alcantarilla igual al 56 % del diámetro de la alcantarilla, es decir igual a 0.50 m (altura con la cual se estima que no se producen grandes afectaciones a la población), el caudal de entrada será igual a  $0.292 \text{ m}^3/\text{s}$ , produciéndose un valor  $H$  de la profundidad de la lámina de agua antes de entrar a la estructura,  $H$ , igual a 0.50 m. El resumen de los cálculos realizados en esta verificación hidráulica se presenta en el Cuadro No. 12.

**Cuadro No. 12- Cálculo de Capacidad de la Alcantarilla para una Altura a la Entrada de 0.50 m**

D (m)	S (m/m)	$Y_n$ (m)	$Y_c$ (m)	tetacrit (rad)	Área crit ( $\text{m}^2$ )	$D_{critic}$ (m)	$Q_{C_{calculado}}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V_c$ (m/s)	$H_c$ (m)	Tipo de Flujo
0.900	0.010	0.254	0.312	2.516	0.195	0.228	0.292	1.496	0.500	Supercrítico

A partir de lo anterior se puede calcular el número de alcantarillas necesario para evacuar los caudales de diseño. El resultado de lo anterior se presenta en Cuadro No. 13.

**Cuadro No. 13 - Número de Alcantarillas Necesarias para evacuar el Caudal de Diseño**

ÁREA DE DRENAJE No.	CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO ( $\text{l/s}$ )	CAPACIDAD MÁXIMA ( $\text{l/s}$ )	NÚMERO DE ALCANTARILLAS NECESARIO
A-1	109.02	292	1
A-2	74.04	292	1
A-3	34.54	292	1
A-4	51.58	292	1
A-5	15.39	292	1



ÁREA DE	CAUDAL	CAPACIDAD	NÚMERO DE
A-6	617.06	292	2
A-7	182.61	292	1
A-8	293.89	292	1
A-9	22.18	292	1
A-10	139.14	292	1

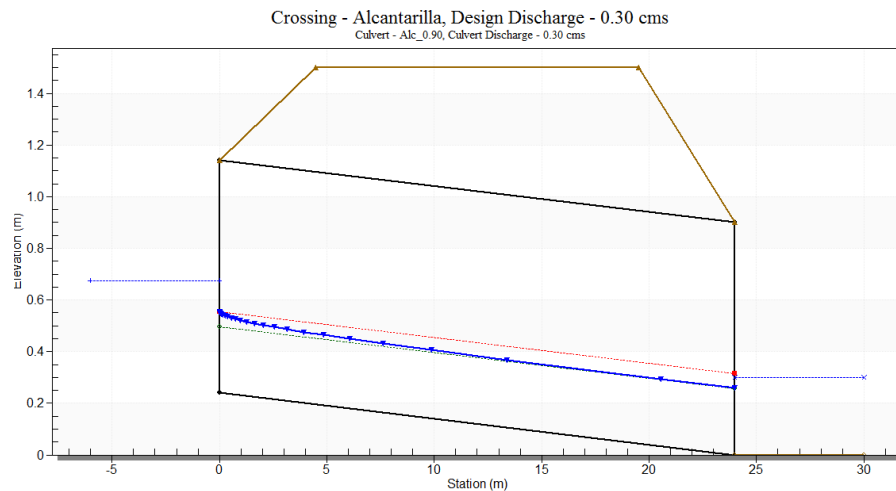
Se deben colocar compuertas o válvulas de chapaleta en la salida de las alcantarillas (o Box Culvert), para evitar la entrada de agua desde la ciénaga hacia el pueblo donde se considere necesario.

Debido a que las válvulas de chapaleta propuestas generan pérdidas en el flujo, y además de esto funcionan con una cabeza menor de  $\frac{1}{3}$  del diámetro o altura de la estructura, se procederá a comprobar que esto no cambie las condiciones de diseño a la entrada de la estructura. Para verificar que estas no cambien se calculó el perfil de agua en el HY-8 tomando una condición de agua a la salida de la estructura igual a  $\frac{1}{3}$  de la altura o diámetro de la estructura a comprobar.

En la práctica las chapaletas estarán abiertas la mayor parte del tiempo y aseguradas con una guaya para que no se cierren ni ofrezcan resistencia al flujo de drenaje en la alcantarilla. Las inundaciones en el Canal del Dique y las ciénagas ocurren de una manera paulatina, así que cuando el nivel en el Canal del Dique y/o en las ciénagas aumente, se cerrará la chapaleta y comenzará el uso de las bombas para drenar las zonas que se requieran. Luego el flujo del box culvert con pérdidas por la chapaleta será una condición atípica en el sistema.

En la Figura No. 4 se presentan las características hidráulicas y los perfiles que se producen dentro de cada una de las obras propuestas.





Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.30	0.30	0.67	<b>0.43</b>	0.10	1-S2n	0.26	0.31	0.26	0.30	1.99	0.00

**Figura No. 4 - Perfil Hidráulico y Verificación Alcantarilla 0.90 m**

Como se puede observar ni en el box-culvert, ni en las alcantarillas de acuerdo a lo obtenido se producen problemas en la entrada manteniendo las mismas condiciones de diseño.

En la salida de las alcantarillas se pueden llegar a producir procesos erosivos debido a la velocidad con que sale el flujo, para evitar estos procesos es común emplear protecciones en piedra para proteger el terreno. De acuerdo con (Ministerio de Transportes y Comunicaciones), se tiene la siguiente ecuación para determinar el diámetro adecuado para la protección:

$$d_{50} = \frac{V^2}{3.1 * g}$$

En donde:

$d_{50}$ : Diámetro medio de los elementos de protección (m)

V: Velocidad media del flujo a la salida de la alcantarilla (m/s)

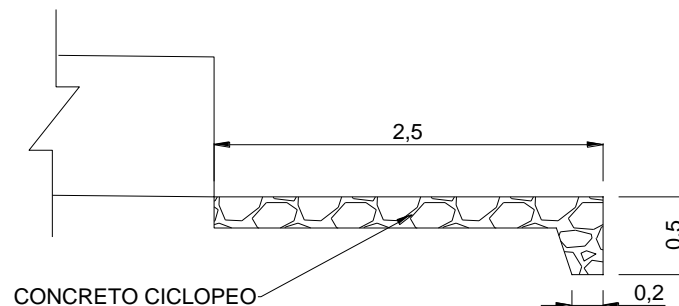
g: Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

A partir de la anterior ecuación se obtiene que:

$$d_{50} = \frac{(2.28 \text{ m/s})^2}{3.1 * 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.17 \text{ m}$$

Debido a que en la zona conseguir material con esta especificación es complicado, se proyecta la protección con concreto ciclópeo en una longitud de 2.5 m. Al final de esta protección se proyecta un dentellón del mismo material con el fin de asegurar el correcto funcionamiento de la estructura a lo largo del tiempo. El ancho de esta protección es dependiente del ancho de la estructura.

**Imagen No. 3 – Detalle en Sección Transversal de la Protección a la Salida de las Estructuras**



Las características de cotas propias de entrada y salida de las alcantarillas, elevación del terreno, dique, longitud de alcantarilla y demás características se encuentran en los planos nombrados a continuación:

- CD.ID.110.GE0.PL.04-007-1-3: Dique 1 - Planta Perfil - K0+000 a K0+445 - Plano 1 de 3

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

- CD.ID.110.GE0.PL.04-007-2-3: Dique 2 - Planta Perfil - K0+000 a K0+600 - Plano 2 de 3
- CD.ID.110.GE0.PL.04-007-3-3: Dique 2 - Planta Perfil - K0+550 a K0+970 - Plano 3 de 3

### **7.3 ESTACIONES DE BOMBEO**

A continuación se amplía lo anteriormente mencionado respecto a las estaciones de bombeo.

#### **7.3.1 Introducción**

Como ya se mencionó anteriormente en el presente informe, debido a la topografía del terreno y a las condiciones mismas del proyecto, se puede presentar una situación en la cual ante un aguacero, el nivel de las ciénagas asciende y cierre las válvulas chapaletas que están proyectadas para no permitir el cambio de dirección del flujo, razón por la cual al no poderse drenar las aguas de escorrentía hacia afuera del Corregimiento, específicamente la zona de interés de este proyecto que consiste en los puntos bajos a lo largo del Dique de protección, se va a inevitablemente producir una acumulación de agua que puede tener como consecuencia inundar el Municipio y por consiguiente generar afectaciones económicas y de bienestar a la población que lo habita.

#### **7.3.2 Localización de las Estaciones de Bombeo**

Para no permitir que eventos desafortunados como el descrito en el párrafo anterior sucedan, se debe disponer de estaciones de bombeo que operen en situaciones de ese tipo. Su localización se va a realizar teniendo en cuenta los puntos más bajos de las poblaciones, y agrupando varios de los puntos bajos identificados para la definición de las alcantarillas, teniendo en cuenta esto se deben realizar obras de drenaje tales como cunetas o canales en la pata del dique proyectado para conectar los puntos bajos de las hoyas con los puntos de bombeo.

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

Para la definición de la localización de las estaciones de bombeo se contrasta la imagen satelital con el área que genera la lámina de agua con el volumen máximo almacenable para el periodo de retorno de análisis y junto con las curvas de nivel se definen los puntos más críticos y allí se ubican las estaciones de bombeo. En el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-012-1-1 se observa la localización recomendada de las estaciones de bombeo. Como se observa, se determinó la capacidad de dos bombas diferentes con el fin de optimizar su uso y al mismo tiempo no subutilizar una bomba calculada para un volumen a drenar mucho mayor al que se necesita para una zona determinada.

### **7.3.3 Definición Capacidad de la Bomba**

#### **7.3.3.1 Datos de Entrada – Hietogramas de Precipitación**

Para la definición de la capacidad de la bomba se realizará el hidrograma de entrada y la el bombeo en una situación de inundación se utilizará el programa HEC-HMS, el cual se describe su funcionamiento en (U. S. Army Corps of Engineers, 2008).

Debido a que la implementación de estaciones de bombeo en cada área sería económicamente inviable y no es necesario, se agruparon varias áreas en zonas de bombeo de tal forma que estén comunicadas por el terreno. En el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-012-1-1 se presentan las zonas de bombeo consideradas.

Para la obtención del hidrograma de entrada se empleará el método del Soil Conservation Service, aplicando un CN de 92 (corresponde a zonas residenciales con suelos de alto potencial de escorrentía) para cada una de las áreas a bombear, se emplea este coeficiente debido a que supone una condición de saturación total de los suelos y casi toda el agua que caiga en la zona de estudio se convertirá en escorrentía. El tiempo de concentración se tomará como el más crítico que se tenga en las áreas de drenaje incluidas en el área de bombeo.



Con base en las curvas intensidad – duración - frecuencia presentada en el Cuadro No. 15, para la estación Rocha, se calcularon las curvas de masas de los aguaceros puntuales para duraciones entre 0 y 180 min y periodos de retorno entre 2 y 100 años, las cuales se presentan en el Cuadro No. 14.

**Cuadro No. 14 - Curvas de Masas De Aguaceros Puntuales Área de Influencia Estación Pluviográfica Rocha (Valores en mm)**

TIEMPO (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	18.65	22.82	26.57	30.95	37.86	44.10
20	26.37	32.27	37.58	43.77	53.55	62.37
30	32.30	39.52	46.03	53.61	65.58	76.39
40	37.30	45.63	53.15	61.90	75.73	88.20
50	41.70	51.02	59.42	69.21	84.67	98.61
60	45.68	55.89	65.09	75.81	92.75	108.03
70	49.34	60.36	70.31	81.89	100.18	116.68
80	52.75	64.53	75.16	87.54	107.09	124.74
90	55.95	68.45	79.72	92.85	113.59	132.30
100	58.98	72.15	84.03	97.88	119.74	139.46
110	61.85	75.67	88.13	102.65	125.58	146.27
120	64.61	79.03	92.05	107.22	131.16	152.77
130	67.24	82.26	95.81	111.60	136.52	159.01
140	69.78	85.37	99.43	115.81	141.67	165.01
150	72.23	88.36	102.92	119.87	146.65	170.80
160	74.60	91.26	106.29	123.80	151.45	176.40
170	76.90	94.07	109.57	127.61	156.12	181.83
180	79.12	96.80	112.74	131.31	160.64	187.11

Posteriormente, con base en estas curvas de masas se calcularon los hietogramas de los aguaceros puntuales respectivos, los cuales se presentan en el Cuadro No. 15.

**Cuadro No. 15 - Incrementos de Lluvias Puntuales de los Hietogramas de Precipitación Área de Influencia Estación Pluviográfica Rocha (Valores en mm)**

INTERVALO DE TIEMPO (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
0-10	18.65	22.82	26.57	30.95	37.86	44.10
10-20	7.73	9.45	11.01	12.82	15.68	18.27
20-30	5.93	7.25	8.45	9.84	12.03	14.02
30-40	5.00	6.11	7.12	8.29	10.15	11.82



INTERVALO DE TIEMPO (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
40-50	4.40	5.39	6.27	7.31	8.94	10.41
50-60	3.98	4.87	5.67	6.61	8.08	9.41
60-70	3.66	4.48	5.22	6.07	7.43	8.66
70-80	3.41	4.17	4.85	5.65	6.92	8.06
80-90	3.20	3.91	4.56	5.31	6.50	7.57
90-100	3.03	3.70	4.31	5.02	6.14	7.16
100-110	2.88	3.52	4.10	4.78	5.84	6.81
110-120	2.75	3.36	3.92	4.56	5.58	6.50
120-130	2.64	3.23	3.76	4.38	5.36	6.24
130-140	2.54	3.11	3.62	4.21	5.15	6.00
140-150	2.45	3.00	3.49	4.06	4.97	5.79
150-160	2.37	2.90	3.38	3.93	4.81	5.60
160-170	2.30	2.81	3.27	3.81	4.66	5.43
170-180	2.23	2.73	3.18	3.70	4.53	5.27
TOTAL	79.1	96.8	112.7	131.3	160.6	187.1

Para dar una secuencia más crítica del aguacero, como es usual en este tipo de análisis, mediante el método del Bloque Alternativo, los incrementos de lluvia de los hietogramas mencionados previamente fueron arreglados de la siguiente manera: el valor más bajo se colocó en el primer lugar, el segundo valor en orden creciente se colocó en último lugar, el tercer valor en tal orden se ubicó en segundo lugar, el cuarto valor se localizó en el penúltimo lugar, y así sucesivamente. El resultado de estos cálculos se presenta en el Cuadro No. 16, y corresponde con los hietogramas de lluvia puntual de los aguaceros.

**Cuadro No. 16- Incrementos Arreglados de Lluvias Puntuales de los Hietogramas de Precipitación Área de Influencia Estación Pluviográfica Rocha (Valores en mm)**

INTERVALO DE TIEMPO (min)	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
0-10	2.23	2.73	3.18	3.70	4.53	5.27
10-20	2.37	2.90	3.38	3.93	4.81	5.60
20-30	2.54	3.11	3.62	4.21	5.15	6.00
30-40	2.75	3.36	3.92	4.56	5.58	6.50
40-50	3.03	3.70	4.31	5.02	6.14	7.16
50-60	3.41	4.17	4.85	5.65	6.92	8.06
60-70	3.98	4.87	5.67	6.61	8.08	9.41
70-80	5.00	6.11	7.12	8.29	10.15	11.82
80-90	7.73	9.45	11.01	12.82	15.68	18.27
90-100	18.65	22.82	26.57	30.95	37.86	44.10
100-110	5.93	7.25	8.45	9.84	12.03	14.02
110-120	4.40	5.39	6.27	7.31	8.94	10.41



INTERVALO DE TIEMPO	PERIODO DE RETORNO (Años)					
	2	5	10	20	50	100
120-130	3.66	4.48	5.22	6.07	7.43	8.66
130-140	3.20	3.91	4.56	5.31	6.50	7.57
140-150	2.88	3.52	4.10	4.78	5.84	6.81
150-160	2.64	3.23	3.76	4.38	5.36	6.24
160-170	2.45	3.00	3.49	4.06	4.97	5.79
170-180	2.30	2.81	3.27	3.81	4.66	5.43
TOTAL	79.1	96.8	112.7	131.3	160.6	187.1

Debido a que la zona de estudio es pequeña no se consideró necesario realizar disminución por espacialidad de los hietogramas hallados anteriormente.

### 7.3.3.2 Criterios de Diseño para las Bombas

Como se ha mencionado con anterioridad la localización de las bombas se definió teniendo en cuenta los puntos más bajos de las poblaciones, y agrupando varios de los puntos bajos identificados para la definición de las alcantarillas, teniendo en cuenta esto se deben realizar obras de drenaje tales como cunetas o canales en la pata del dique proyectado. Para la definición de la localización de las estaciones de bombeo, se contrasta la imagen satelital con el área que genera la lámina de agua, con el volumen máximo almacenable para el periodo de retorno analizado y junto con las curvas de nivel se definen los puntos más críticos; allí se ubican las estaciones de bombeo.

La definición del número de bombas y el tamaño de las mismas se realizó tomando en consideración varios aspectos. El primero de los aspectos tomados en cuenta fue la capacidad de almacenamiento de cada una de las zonas aferentes a la estación de bombeo (esto se evalúa con la curva de capacidad de cada zona); el segundo aspecto a considerar es que las bombas se encienden cuando el agua alcanza 0.45 m por encima del punto de bombeo (punto más bajo) o cuando alcanza la cota estimada para las casas, escogiendo la menor de estas condiciones (la que primero se presente); por último, se toma como condición que una vez encendidas las bombas el agua no suba por 0.30 m por encima del nivel de las casas.

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

El tiempo de bombeo es variable para cada zona, únicamente será función del volumen de agua que se pueda almacenar en la zona, cumpliendo los criterios anteriormente expuestos. De esta manera si en la zona hay una gran capacidad almacenamiento para amortiguar la creciente de diseño, se puede usar para almacenar la creciente sin afectar la integridad de las casas y se usará una bomba de baja capacidad ya que el tiempo en que se evacue el agua de la zona no es una restricción de diseño; en el caso de zonas con baja capacidad de amortiguamiento de crecientes será necesario evacuar el agua rápidamente para no afectar las casas, por lo tanto en dicha condición se usarán capacidades de bombeo más grandes y por ende tiempos de bombeo menores.

La capacidad de la bomba se tomará de acuerdo a las siguientes capacidades típicas: 50 l/s, 100 l/s, 150 l/s, 200 l/s y 250 l/s, colocando bombas dobles de la misma capacidad de ser requerido. A partir de lo anterior, se aclara que la capacidad de la bomba será aquella que cumpla con los criterios expuestos anteriormente con el menor caudal, sin importar el tiempo de bombeo que se requiera para evacuar el agua.

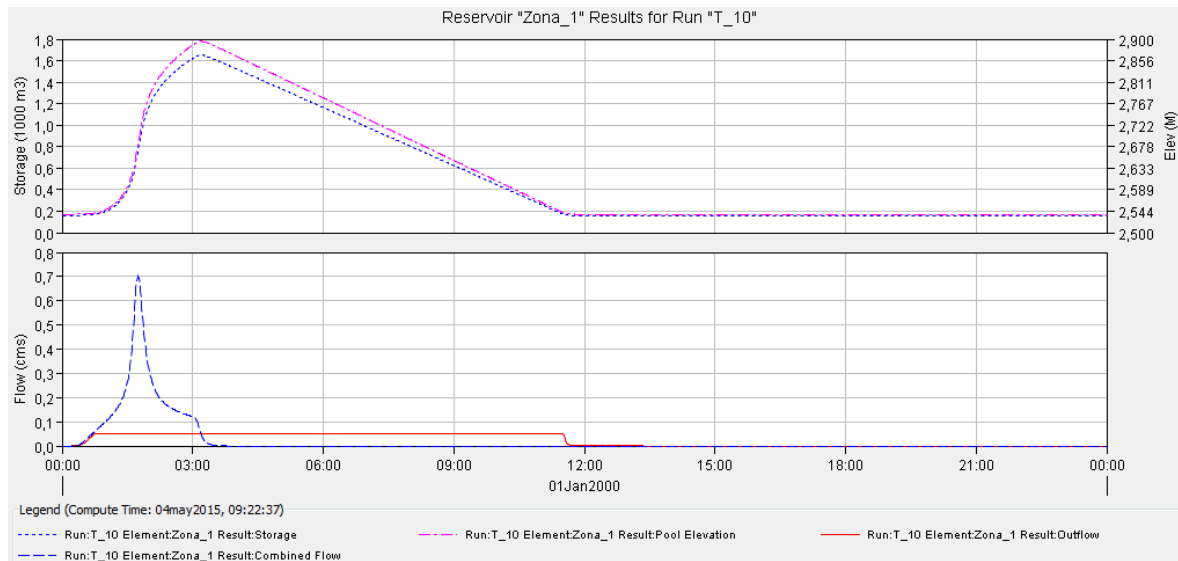
#### 7.3.3.3 Determinación de las Bombas

A partir de los datos descritos anteriormente y el modelo HEC-HMS se obtuvieron los volúmenes y los tamaños necesarios de las bombas para evacuar el agua en las poblaciones. En el Anexo No. 4 se presentan los modelos de HEC-HMS en archivo magnético.

En el caso del Hidrograma de Creciente para la Estación de Bombeo en la Zona 1 el volumen total a ser bombeado es de 1980 m<sup>3</sup>. El hidrograma de crecientes para la Zona 1 establecida en el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-012-1-1, se presenta en la Figura No. 5.



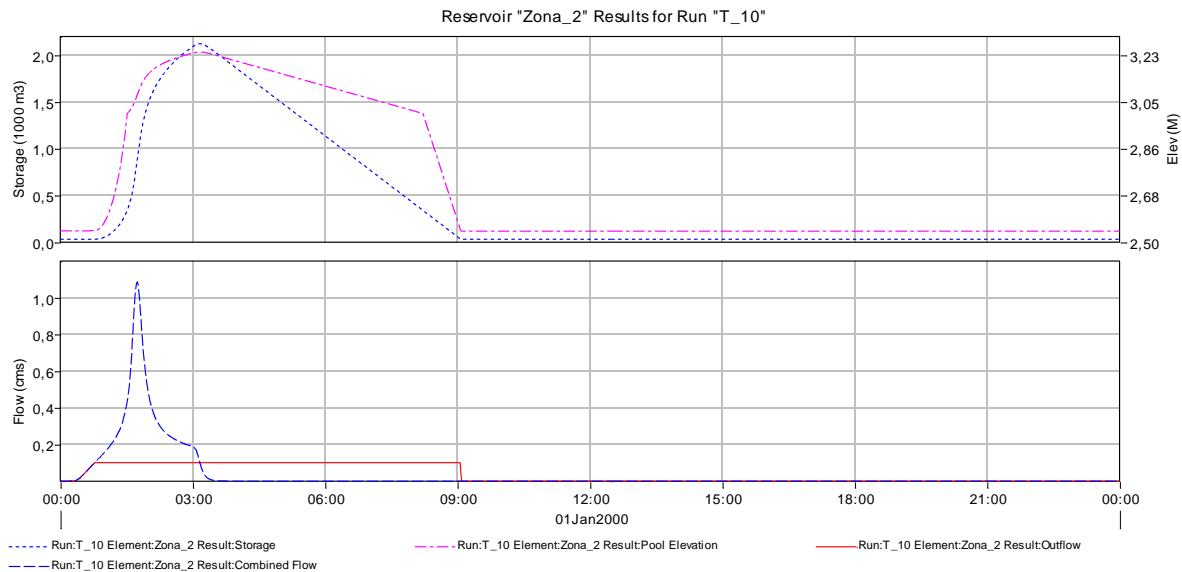
**Figura No. 5 - Hidrogramas de Creciente para la Zona 1**



De lo anterior se obtiene que se debe evacuar el volumen de 1980 m<sup>3</sup>, y se evacua en 11.00 horas con una bomba de 50 l/s de capacidad, para que se cumplan los criterios de diseño. El nivel al que llega el agua bajo estas condiciones sería de 3.14 msnm.

En el caso del Hidrograma de Creciente para la Estación de Bombeo en la Zona 2 el volumen total a ser bombeado es de 3060 m<sup>3</sup>. El hidrograma de crecientes para la Zona 2 establecida en el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-012-1-1, se presenta en la Figura No. 6.

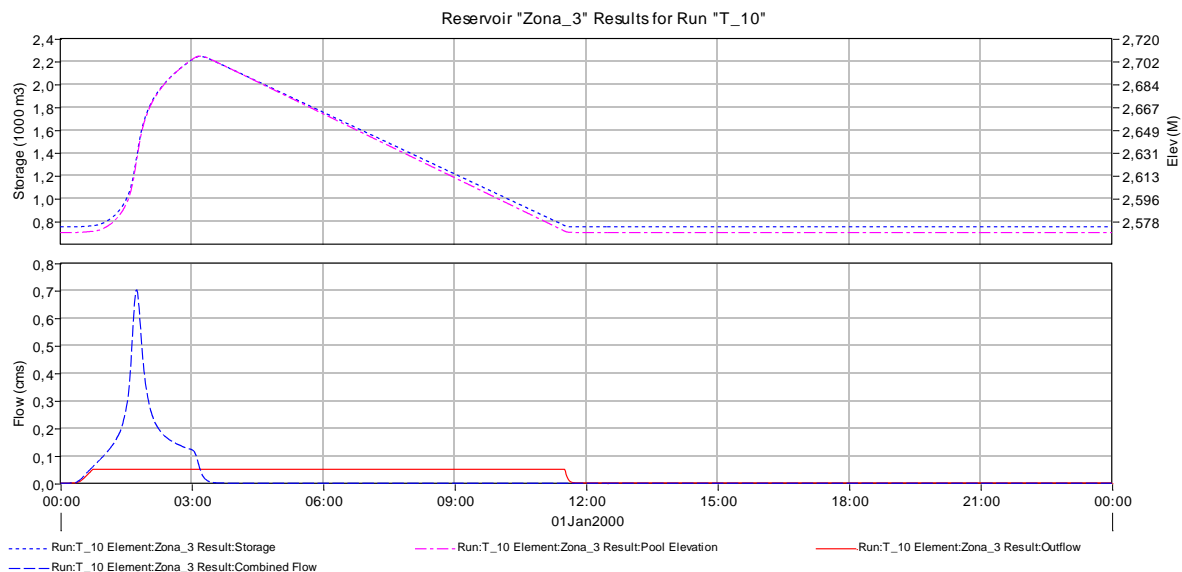
**Figura No. 6 - Hidrogramas de Creciente para la Zona 2**



De lo anterior se obtiene que se debe evacuar el volumen de 3060 m<sup>3</sup>, y se evacua en 8.50 horas con una bomba de 100 l/s de capacidad, para que se cumplan los criterios de diseño. El nivel al que llega el agua bajo estas condiciones sería de 3.28 msnm.

En el caso del Hidrograma de Creciente para la Estación de Bombeo en la Zona 3 el volumen total a ser bombeado es de 1980 m<sup>3</sup>. El hidrograma de crecientes para la Zona 3 establecida en el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-012-1-1, se presenta en la Figura No. 7.

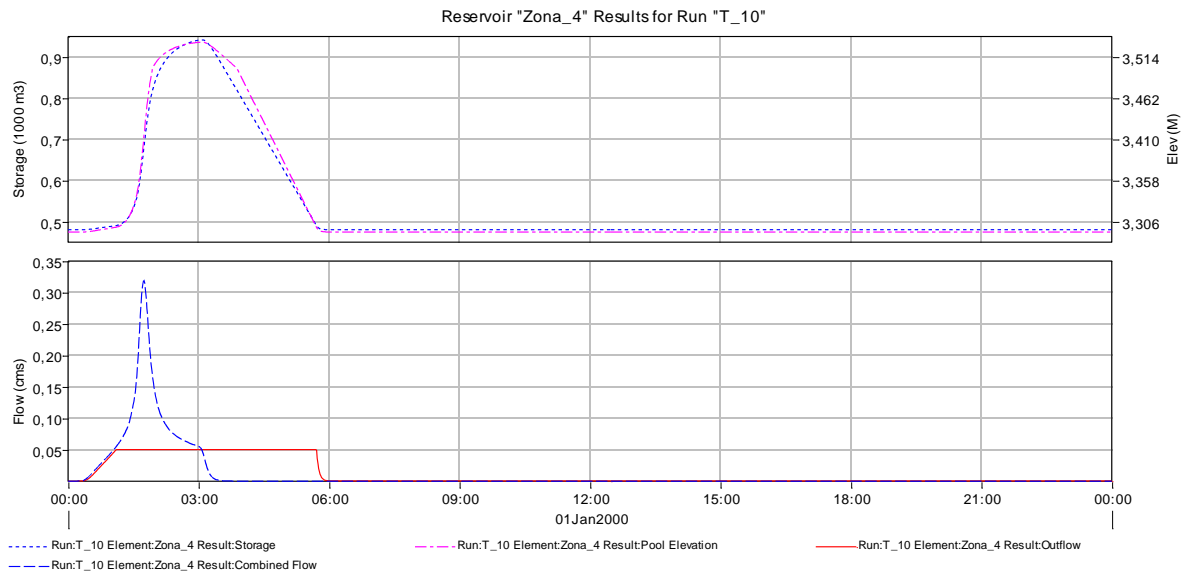
**Figura No. 7- Hidrogramas de Creciente para la Zona 3**



De lo anterior se obtiene que se debe evacuar el volumen de 1980 m<sup>3</sup>, y se evacua en 11.00 horas con una bomba de 50 l/s de capacidad, para que se cumplan los criterios de diseño. El nivel al que llega el agua bajo estas condiciones sería de 3.10 msnm.

En el caso del Hidrograma de Creciente para la Estación de Bombeo en la Zona 4 el volumen total a ser bombeado es de 900 m<sup>3</sup>. El hidrograma de crecientes para la Zona 4 establecida en el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-012-1-1, se presenta en la Figura No. 8.

**Figura No. 8 - Hidrogramas de Creciente para la Zona 4**



De lo anterior se obtiene que se debe evacuar el volumen de 900 m<sup>3</sup>, y se evacua en 5.00 horas con una bomba de 50 l/s de capacidad, para que se cumplan los criterios de diseño. El nivel al que llega el agua bajo estas condiciones sería de 3.62 msnm.

Adicionalmente se puede evidenciar que la capacidad de amortiguación de las hoyas hidrográficas comprendidas en las zonas de estaciones de bombeo es limitada por lo que se recomienda que las bombas comiencen a funcionar cuando la capacidad de almacenaje esté llena y se presente un evento de lluvia para evitar grandes afectaciones a las construcciones más cercanas a las obras de protección. La única hoya que no se considera necesario una bomba es la hoya hidrográfica 9.

En el Cuadro No. 17 se resumen las características del bombeo para las cuatro estaciones contempladas para esta población.



**Cuadro No. 17 - Resumen Características de Bombeo**

Estación de Bombeo	Capacidad Bomba (lts/s)	# de Bombas	Cota Encendido de la Bomba (m.s.n.m)	Tiempo de Bombeo (hrs)	Nivel Max. Inundación (m.s.n.m)	Volumen Bombeado (m³)
Zona 1	50	1	2.54	11.00	2.90	1980
Zona 2	100	1	2.55	8.50	3.24	3060
Zona 3	50	1	2.57	11.00	2.71	1980
Zona 4	50	1	3.30	5.00	3.53	900

### 7.3.4 Cálculo NPSH Disponible para las Bombas

El NPSH disponible corresponde a la presión disponible para forzar un caudal determinado a través de la tubería de succión hasta el ojo impulsor, cilindro o carcasa de una bomba.

El fenómeno de cavitación se presenta cuando la presión en la succión está cercana a la presión de vapor del fluido. En este caso se crean burbujas de aire que, al entrar en zonas de mayor presión, se rompen de manera abrupta. Este continuo rompimiento de las burbujas es causa de daños del eje del rotor, por lo que se debe evitar dicho fenómeno.

Existe un parámetro de control de la cavitación llamado Altura Neta Positiva de Succión Requerida,  $NPSH_r$ , y Disponible,  $NPSH_d$ .

$NPSH_r$ . Es función del diseño de la bomba y, por tanto, lo suministra el fabricante. Representa la mínima diferencia requerida entre la presión de succión y la presión de vapor de agua a una capacidad dada, sin que se corran riesgos de cavitación.

$NPSH_d$ . Es función del diseño del bombeo y representa la diferencia entre la altura absoluta y la presión de vapor líquido. Ésta se representa por:

$$NPSH_d = \left[ \text{Altura Bar.} - \left( \text{Altura estática} + \text{Pérd. fricción} + \frac{V^2}{2g} \right)_{\text{succión}} \right] - P_{\text{vapor}}$$



Para evitar el riesgo de cavitación por presión de succión, se debe cumplir que la cabeza neta positiva de succión disponible sea superior a la requerida en 20%, por lo menos. En todo caso, se debe cumplir que:

$$NPSH_d - NPSH_r \geq 0.5m$$

Otra de las causas de cavitación en bombas son las excesivas revoluciones del rotor. En este caso, se debe verificar que la velocidad específica de operación no sobrepase la velocidad máxima dada por el fabricante (López Cualla, 2004).

En el Anexo No. 5 se presenta en detalle el cálculo del NPSH, la curva característica de operación del sistema y todas las condiciones tomadas en cuenta para el diseño de las estaciones de bombeo.

### 7.3.5 Diseño Cuentas Perimetrales

Debido a que se requiere unir los puntos bajos de las diferentes zonas, se plantean unos canales perimetrales en la pata del dique. Estas cunetas no deben tener pendiente, con el fin de no direccionar el agua hacia diferentes cuencas y respetar el sistema natural de drenaje con el cual se diseñaron las alcantarillas de paso, pero en caso de precipitaciones intensas y casos como el de diseño el agua se vaya hacia los puntos de bombeo que corresponden a los puntos más bajos de las zonas seleccionadas.

Para determinar el tamaño de la estructura se va a realizar mediante la fórmula de Manning, la cual se muestra a continuación:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

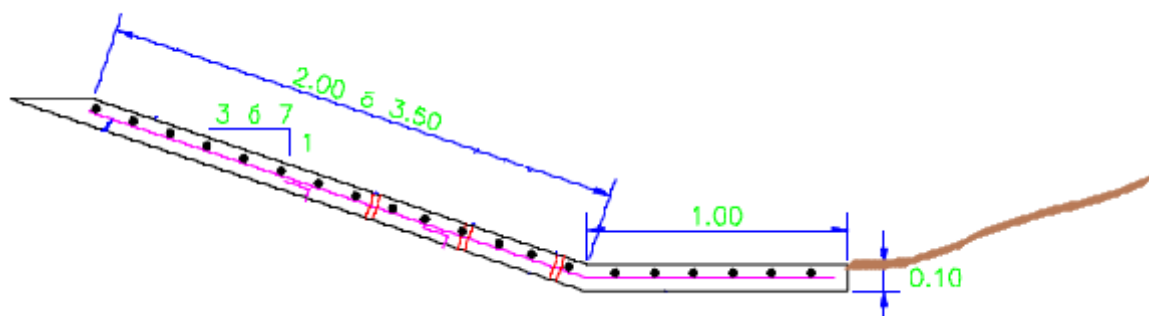
En donde:

Q: Caudal, m<sup>3</sup>/s  
A: Área de la sección, m<sup>2</sup>  
n: Coeficiente de Manning

R: Radio Hidráulico, m  
S: Pendiente de la línea de energía, m/m

El caudal de diseño, se va a tomar como el mayor caudal máximo instantáneo calculado de las hoyas que tienen que transportar el agua hacia las estaciones de bombeo. Este caudal corresponde a la Hoya No. 1 cuyo valor es de  $0.102 \text{ m}^3/\text{s}$ . La pendiente de la línea de energía va a ser dada por el bombeo que se realice, para esto se estima que la pendiente es de  $0.0025 \text{ m/m}$ . El coeficiente de Manning se adopta de  $0.014$  que corresponde a una estructura revestida en concreto. A partir de estos valores se obtiene que la altura máxima de agua corresponde a  $0.25 \text{ m}$  por esta razón y dado que es una situación extrema se propone una tipo de cuneta que a su vez sirve de protección de la pata del dique, cuya altura se propone mínimo de  $0.50 \text{ m}$  y una proyección horizontal que protege el dique igual a  $1.0 \text{ m}$ . Esta estructura funcionaría como cuneta debido a que la configuración del terreno confinaría el agua. En la Imagen No. 4 se presenta el esquema de la sección transversal planteada.

**Imagen No. 4 – Esquema Sección Transversal Cuneta Perimetral**



	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La estación escogida para los análisis fue Rocha por ser la estación más cercana a la zona de proyecto con los valores más altos de precipitación máxima en 24 horas para los análisis probabilísticos correspondientes a un periodo de retorno de 10 años, haciéndola una estación representativa y más crítica desde el punto de la seguridad.

Para determinar la localización de las hoyas hidrográficas utilizadas en el presente informe en primer lugar se realizó un análisis de la topografía del terreno, de tal forma que se determinaron los puntos bajos aledaños a la zona del Dique y con ellos el sentido del flujo que discurre hacia ellos, ya que son los sitios de interés fundamental para el desarrollo de aquí en adelante del objetivo principal.

Para el cálculo de volúmenes de inundación en la condición de que se construya el dique perimetral pero no se puedan drenar las aguas hacia la ciénaga, se supuso como condición la precipitación máxima en 24 horas para periodos de retorno de 5 y 10 años y con una condición de que el suelo se encuentra a capacidad de campo por lo cual todo lo que se precipita se convierte en escorrentía superficial. La intensidad de la estación Rocha es de 116.1 mm/día y 126.7 mm/día respectivamente a 5 años y 10 años de periodo de retorno.

Después de obtenidas las curvas de capacidad para cada una de las hoyas identificadas, se procede a hallar los niveles a los que se almacenaría el volumen de agua producido durante el episodio de lluvia en estudio. Como resultado de esto se obtiene el Cuadro No. 8 en el que se presenta el volumen producido para el periodo de retorno de 5 y 10 años y los niveles que alcanza este volumen el cual se presenta a continuación, mientras que en los Planos No. CD.ID.113.HIDR.PL-04-010-1-2 y CD.ID.113.HIDR.PL-04-010-2-2 se presentan las manchas de inundación para estos niveles.

Al observar el resultado del análisis se observa que las zonas de análisis se presenta afectación a predios, vías, entre otra clase de infraestructura. Por este motivo se hace indispensable el colocar



	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

estaciones de bombeo que evacuen el agua fuera de las estructuras de protección perimetral (diques y muros).

Debido a que es necesaria la colocación de alcantarillas que drenen el agua desde la población hacia la ciénaga, se hallaron los caudales máximos instantáneos. Esto se realizó por medio del método racional y aplicando un coeficiente de escorrentía ponderado para cada área.

Se realizó una verificación hidráulica para cada una de las hoyas y sus respectivos caudales de diseño para un periodo de retorno de 10 años, periodo máximo dentro de los considerados de interés en este proyecto. Por consiguiente, se determinó el número de tuberías en concreto de 0.90 m de diámetro requeridas para evacuar el caudal respectivo. Su localización se hizo en los puntos más bajos de cada hoya con el fin de que las obras capten absolutamente toda la escorrentía que se produzca y se drene hacia el exterior.

Como criterio de diseño se tuvo que se produce flujo supercrítico dentro de la alcantarilla, por lo cual se diseñaron estas alcantarillas con una pendiente igual al 1%. Como condición de diseño se implementó que a la entrada de la alcantarilla la lámina de agua no puede ser mayor a 0.45 m. Bajo estas condiciones se encontró que la máxima capacidad de una alcantarilla de 0.90 m de diámetro es de 0.292 m<sup>3</sup>/s, a partir de lo cual se obtuvo el número de alcantarillas necesario para cada hoyo de drenaje.

Se deben colocar compuertas o válvulas de chapaleta en la salida de las alcantarillas (o box culvert), para evitar la entrada de agua desde la ciénaga hacia el pueblo.

Como ya se mencionó anteriormente en el presente informe, debido a la topografía del terreno y a las condiciones mismas del proyecto, se puede presentar una situación en la cual ante un aguacero, el nivel de las ciénagas asciende y cierre las válvulas chapaletas que están proyectadas para no permitir el cambio de dirección del flujo, razón por la cual al no poderse drenar las aguas de escorrentía hacia afuera, motivo por el cual se propone las 5 estaciones de bombeo cuya



disposición se muestra en el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-012-1-1, que permitan evacuar estas aguas.

La localización de la estación de bombeo se realizó teniendo en cuenta los puntos más bajos de las poblaciones y contrastando la mancha de inundación para un periodo de retorno de 10 años, teniendo en cuenta esto se deben realizar obras de drenaje tales como cunetas o canales en la pata del dique proyectado para conectar los puntos bajos de las hoyas con los puntos de bombeo.

Para la definición de la capacidad de la bomba se realizó el hidrograma de entrada y la el bombeo en una situación de inundación se utilizará el programa HEC-HMS, el cual se describe su funcionamiento en (U. S. Army Corps of Engineers, 2008).

Debido a que la implementación de estaciones de bombeo en cada área sería económicamente inviable y no es necesario, se agruparon varias áreas en zonas de bombeo de tal forma que estén comunicadas por el terreno. En el Plano CD.ID.113.HIDR.PL-04-012-1-1 se presentan las zonas de bombeo consideradas.

El resumen de las características del bombeo para las cuatro estaciones contempladas para esta población se muestra a continuación.

Estación de Bombeo	Capacidad Bomba (lts/s)	# de Bombas	Cota Encendido de la Bomba (m.s.n.m)	Tiempo de Bombeo (hrs)	Nivel Max. Inundación (m.s.n.m)	Volumen Bombeado (m³)
Zona 1	50	1	2.54	11.00	2.90	1980
Zona 2	100	1	2.55	8.50	3.24	3060
Zona 3	50	1	2.57	11.00	2.71	1980
Zona 4	50	1	3.30	5.00	3.53	900

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## 9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Chow, V. (1959). Open Channel Hydraulics . New York: McGraw-Hill.
- Chow, V. (1988). Applied Hydrology. New York: McGraw-Hill International Editions.
- Díaz-Granados, M., & Vargas, R. (1998). Curvas sintéticas regionalizadas de Intensidad-Duración-Frecuencia para Colombia. Bogotá.
- Instituto Nacional de Vías, INVIAS. (2009). Manual de Drenaje para Carreteras. Bogotá, Colombia: Ministerio de Transporte.
- López Cualla, R. (2004). Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (s.f.). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Lima, Perú.
- Monsalve, G. (1995). Hidrología en la Ingeniería. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Ponce, V. M. (1989). Engineering Hydrology, Principles and Practices. New Jersey, USA: Prentice Hall, Englewood Cliffs.
- U. S. Army Corps of Engineers. (Septiembre de 2008). HEC-HMS Hydrologic Modelling Center. Generalized Computer Program. Hydrologic Engineering Center.

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## ANEXOS

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

# **ANEXO 1** **INFORMACIÓN HIDROCLIMATOLÓGICA – IDEAM** **(Digital)**

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## **ANEXO 2 ANÁLISIS HIDROLÓGICO Y PROBABILISTICO DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24H**

**(Digital)**

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

# **ANEXO 3** **CURVAS INTENSIDAD DURACION FRECUENCIA IDF** **(Digital)**


	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## **ANEXO 4**

### **MODELO HEC-HMS (EN ARCHIVO MAGNÉTICO PARA ABRIR CON EL SOFTWARE HEC-HMS 4.0)**

**(Digital)**



	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## ANEXO 5

### ANEXO TÉCNICO ESTACIONES DE BOMBEO (Digital)

	<p><b>PROYECTO:</b></p> <p><b>Restauración del Sistema del Canal del Dique</b></p>	
---	--	---

## PLANOS